POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

Indirizzo Strutture

LE ABITAZIONI IN ADOBE RINFORZATE: ANALISI DELLE CARATTERISTICHE E VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA

Relatore: Prof. Ing. Claudio CHESI

Correlatore: Prof. Ing. Luca MARTINELLI

Tesi di Laurea di:

Giulia Jole SECHI

Matr. n. 782395

Anno Accademico: 2012-2013

RINGRAZIAMENTI

Al mio relatore, il professor Claudio Chesi, per la sua infinita disponibilità, gentilezza e indispensabile esperienza. Grazie per aver subito creduto nelle mia idea e per avermi aiutato a realizzarla.

Al mio correlatore, ingegner Luca Martinelli, e all'ingegner Marco Domaneschi, per avermi guidato nella parte di modellazione, in cui sono esperti.

Al professor Lorenzo Jurina, per avermi dato la possibilità di conoscere il Perù e la sua popolazione, e per il suo carisma gentile.

All'Universidad de Piura e alla residenza di Altozano, in particolare: alla professoressa Gaby Ruiz Petrozzi, al professor Juan Ramon Selva e al professor Pedro Escajadillo grazie per la cordialità e la partecipazione; a Gisella Gonzalez Fuentes e a tutte le residenti del dormitorio femminile, grazie per l'ospitalità e la comprensione.

A Sabino Nicola Tarque Ruiz, per tutto il lavoro da lui svolto, senza cui la mia tesi sarebbe profondamente diversa, e per la disponibilità tutt'altro che scontata che ha dimostrato di persona.

Ai miei genitori, per avermi dato la possibilità di fare ciò che desideravo.

A Jasmin, per l'immancabile sostegno e per essersi fatta trascinare in Perù, für die Sonne, die wir zusammen sind, die scheint und erwärmt mich und alles was um mich herum steht.

A Valeria, per aver resistito, negli anni, al mio fianco.

A Mattia, per avermi capito, oltre agli ostacoli verbali, in più frangenti.

A Gianluca, per il supporto informatico e tecnologico, e a Valentina, per quello artistico e anti-ingegneristico.

Ad Alberto, per avermi curato e guidato, incrementando la mia percentuale di follia.

A Caterina, "perché cugine non si nasce, si diventa".

A tutti coloro che sono orgogliosi di me. A tutti gli eventi, le circostanze e le persone che nel bene e nel male mi hanno portato fino a qui, esattamente in questo modo.

INDICE

INDICE DELLE FIGURE

INDICE DELLE TABELLE

1 Abstract

Un terzo della popolazione mondiale vive in case di terra cruda, il più antico materiale da costruzione nella storia dell'uomo. A causa della deleteria corrispondenza delle zone geografiche ad alto rischio sismico con i paesi in via di sviluppo (e.g. Perù), ogni terremoto causa un numero considerevole di vittime e di danni, che nel ventunesimo secolo non sono più accettabili.

La terra è un materiale fragile, pesante e senza resistenza a trazione. La popolazione meno abbiente la usa perché la tecnologia costruttiva è abbastanza semplice e, soprattutto, perché non costa. Loro non hanno scelta, noi si: la comunità scientifica si sta adoperando per trovare rinforzi che siano efficaci e low-cost, e che migliorino il comportamento delle case in terra soggette a frequenti eventi sismici.

In questa tesi dapprima si riassume lo stato attuale concernente una particolare tipologia costruttiva (l'Adobe) e dopodiché si procede con la disamina dello stato dell'arte delle tecnologie finora introdotte. Più precisamente, dopo una prima parte di introduzione storica si descrive il comportamento dell'Adobe al sisma e si analizzano i vari tipi di rinforzo. Vengono, in seguito, riassunti i risultati delle sperimentazioni condotte a riguardo, e si passa poi alla fase di modellazione.

L'innovazione maggiore risiede nell'ultima parte, terreno abbastanza vergine e accidentato in cui c'è poca letteratura a cui fare riferimento. Mediante l'ausilio del programma di calcolo strutturale SAP2000, è stata riprodotta un'analisi di spinta (*pushover*) proveniente dalla sperimentazione e i cicli di isteresi della stessa prova ciclica relativa all'analisi precedente; infine, sono stati modellati vari prototipi di abitazione. Si è scelto di testare e modellare due tipi di rinforzo in particolare: le canne di bamboo e la *mesh* di strisce di pneumatico usato.

La scelta di questi tipi di rinforzo non è casuale: il bamboo è un materiale naturale con ottime caratteristiche strutturali, che se presente spontaneamente in natura è accessibile a tutti. Gli pneumatici usati, per quanto riguarda il loro smaltimento, sono addirittura un problema ambientale, quindi un loro rimpiego utile avrebbe un doppio risvolto positivo.

2 La terra cruda

2.1 Storia della terra cruda nel mondo

Le tecniche di costruzione in terra cruda sono le più antiche in assoluto e sono conosciute nel mondo da più di 10.000 anni: nel Turkistan russo sono state scoperte case di Adobe datate nel 8.000 – 6.000 a.c., in Assiria sono state trovate fondazioni di Pisé (anche detto Tapial in spagnolo e Rammed Earth in inglese) circa del 5.000 a.c.. Testimonianze archeologiche mostrano intere città costruite in terra cruda, come Gerico, la prima città della storia, Catal Hunyuk in Turchia, Harappa e Mohenjo-Daro in Pakistan, Akhlet-Aton in Egitto, Chan-Chan in Perù, Babilonia in Iraq, Duheros vicino a Cordoba in Spagna e Khirokitia a Cipro. In tutte le culture antiche la terra era usata come materiale da costruzione non solo per le abitazioni, ma anche per erigere edifici religiosi. La Figura 2.1 mostra le volte del tempio di Ramses II a Gourna in Egitto: queste arcate sono state erette da mattoni in terra cruda 3.200 anni fa. Nelle figure successive vengono mostrati esempi di costruzioni in terra cruda da tutto il mondo, ad ulteriore riprova della loro diffusione spontanea prima che popoli lontani comunicassero tra loro: una moschea in Mali, il monastero di Tabo in India, la moschea Al Midhar nello Yemen e un bazar a Kashan in Iran.

Figura 2.1 Tempio di Ramses a Gouma (Egitto) 3200 a.c.

Figura 2.2 Moschea di Djenné in Mali, Patrimonio Mondiale dell'Umanità e dell'Unesco.

Figura 2.3 Il più vecchio edificio in terra dell'India: Monastero di Tabo 996 d.c.

Figura 2.4 Moschea Al Midhar, Yemen: torre di Adobe alta 53 metri, costruita nel 1914.

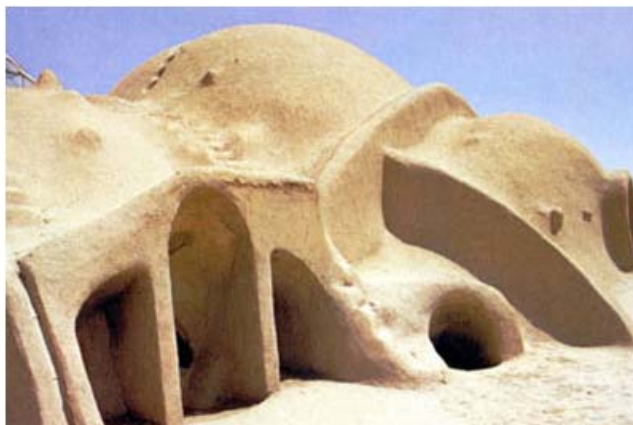



Figura 2.5 Bazar di Kashan, Iran.

Figura 2.6 La Manhattan del deserto, la città di Shibam, Yemen: 20.000 m² costruiti in Adobe nel XV secolo, con palazzi fino a 8 piani.

Altri esempi illustri sono: la muraglia cinese, costruita 4.000 anni fa, che era stata costruita in origine con la tecnica del Pisé (terra cruda pressata strato per strato tra due casseri) e solo successivamente è stata coperta di mattoni e sassi, che la fanno sembrare un muro in pietre. E la Piramide del Sole a Teotihuacan (Figura 2.7), Messico, costruita dagli Aztechi tra il 100 e il 900 d.c., il cui cuore è costituito da circa 2 milioni di tonnellate di terra.

Figura 2.7 La Piramide del Sole a Teotihuacan, Messico.

Nelle zone climatiche secche e aride, dove il legno è scarso, molti secoli fa furono sviluppate tecniche costruttive in cui gli edifici avevano come copertura cupole o volte fatte di mattoni di terra cruda, senza alcun telaio di supporto in fase di cantiere. La Figura 2.8 mostra il bazar di Sedjan in Iran, quartiere in cui questi elementi dominano il panorama architettonico.

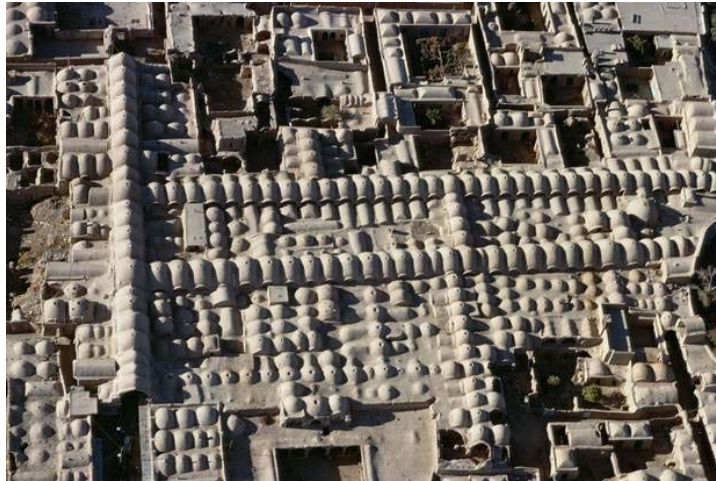



Figura 2.8 Bazari di Sadjan, Iran.

Scoperte dall'età del bronzo hanno stabilito che in Germania la terra veniva usata come sorta di tamponamenti nei telai in legno delle case, oppure per sigillare i muri fatti di tronchi d'albero (in modo simile alla tipologia costruttiva Quincha peruviana). Il più antico esempio di muri in mattoni di terra cruda in Germania è stato trovato vicino al lago di Costanza nella fortezza di Heuneburg del VI secolo a.c.. Grazie agli scritti di Plinio sappiamo che per la fine dell'anno 200 a.c. esistevano fortezze in terra cruda anche in Spagna. Mentre in Messico, America Centrale e Sud America gli edifici in Adobe erano conosciuti in quasi tutte le culture pre-colombiane; anche la tecnica del Pisé (Tapial in castigliano) era conosciuta e fu trasmessa dai conquistatori spagnoli alle popolazioni che ancora la ignoravano.

Nel Medioevo (dal XIII al XVII secolo) la terra cruda fu usata in tutto il centro Europa come tamponamento nei telai in legno delle abitazioni e nelle coperture, per coprire i tetti di paglia e renderli resistenti al fuoco. In Francia la modalità costruttiva chiamata "terre pisé" si è notevolmente diffusa dal XV al XIX secolo: molte case abbandonate da circa 300 anni vicino a Lione sono tuttora visitabili. Nel 1790 e 1791 Francois Cointeraux ha pubblicato quattro manuali riguardo questa tecnica, poi tradotti l'anno successivo in tedesco. Grazie a lui e a David Gilly, che scrisse *Handbuch der Lehmbaukunst*, la tecnica del Pisé divenne famosa in Germania e nei popoli vicini come la tecnica costruttiva più vantaggiosa in terra cruda.

In Germania la più antica casa in Pisé è datata 1795; il proprietario era il direttore del dipartimento legato alla sicurezza al fuoco e sosteneva che con questa tecnica costruttiva si poteva ottenere un edificio resistente al fuoco in maniera molto più economica rispetto, per esempio, alle usuali case in telaio di legno con tamponamenti in terra cruda.

La più alta casa con muri massicci in terra cruda in Europa si trova a Weilburg, Germania (Figura 2.9). L'edificio fu terminato nel 1828 e resiste ancora. Tutti i solai e il tetto poggiano su muri in Pisé, sono loro la struttura portante che si occupa di portare i carichi a

terra. I muri sono spessi 75 cm al piano terra e si rastremano fino a 40 cm all'ultimo piano; la forza di compressione ai piedi del muro del piano terra raggiunge i 75 kg/cm^2.

Figura 2.9 La più alta casa di terra cruda d'Europa: Weilburg, Germania.

Dopo la prima e la seconda guerra mondiale, quando in Germania erano scarsi sia i materiali da costruzione sia le risorse economiche, migliaia di nuove abitazioni e interi quartieri furono costruiti in Adobe e Pisé.

2.1.1 Situazione attuale

Ad oggi, con la crescita del costo dei moderni materiali da costruzione, la maggior parte delle persone che vivono nei paesi in via di sviluppo non può permettersi una casa in calcestruzzo armato. Di conseguenza l'uso della terra, il più antico e diffuso dei materiali da costruzione, è ancora molto frequente. L'Adobe è un materiale a basso costo, disponibile e abbastanza duraturo, usualmente lavorato dalle comunità locali che non si affidano a professionisti ma si costruiscono da soli l'abitazione; quindi è conveniente e quasi a costo zero.

Circa un terzo dell'intera popolazione mondiale vive in case fatte di terra. Approssimativamente il 50% della popolazione dei paesi in via di sviluppo, includendo la maggior parte delle popolazioni rurali e almeno il 20% della popolazione urbana e suburbana, vive in abitazioni "*self-made*" in terra cruda.

Il costo tipico di una casa nuova in Adobe e di US $20/m^2$ in Perù e US $11/m^2$ in India. La tecnica costruttiva è semplice, per questo motivo è così diffusa e i muratori e i "progettisti" sono gli stessi futuri inquilini. La materia prima (la terra cruda) è presa da uno scavo vicino alla casa, quindi è facilmente reperibile e di impiego veloce. Per tutti questi motivi sono definite "*non-engineered constructions*" e rientrano in una serie di programmi di protezione del patrimonio e di controllo dello stato di fatto da parte di varie organizzazioni internazionali. Il fine è quello della protezione della popolazione dei paesi in via di sviluppo che vive quotidianamente nelle case in terra, si citano come esempio le Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction redatte da International Association for Earthquake Engineering (IAEE), United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO) e International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE). Di questa sorta di normativa internazionale sulle tipologie costruttive dei paesi poveri si parlerà più approfonditamente nel capitolo riguardante gli aspetti socio-economici.

Tipicamente le abitazioni in terra cruda non superano i 3 metri di altezza, anche se in alcune parti del mondo (come si vedrà) edificano anche più di un piano; lo spessore del muro può andare dai 25 agli 80 centimetri. In zone montagnose con fianchi scoscesi come le Ande, difatti, le case possono raggiungere anche i tre piani in alzato e in parte dell'Asia centrale il tetto di una casa è utilizzato come pavimento della casa sopra. Edifici di Adobe, in realtà, si trovano nella maggior parte delle aree urbane dei paesi in via di sviluppo, spesso proprio nel centro città storico come nei dintorni di Plaza de Armas a Lima. Bisogna ricordare che le recenti normative, generalmente, non consentono agli edifici in terra cruda di superare un piano di altezza a causa del loro scadente comportamento in caso di terremoto (per esempio la normativa del Perù, dell'Argentina o di città specifiche come San Salvador, la capitale di El Salvador).

In America Latina l'Adobe è usato soprattutto dalla popolazione meno abbiente, mentre in Asia centrale (e.g. Iran) è altrettanto frequente nelle lussuriose residenze delle famiglie benestanti. La tipologia architettonica delle case modeste, però, è molto simile in tutte le parti del mondo: pianta rettangolare, una sola porta di accesso e piccole finestre laterali caratterizzano l'abitazione tipo.

La qualità della costruzione nelle zone urbane è generalmente superiore che nei dintorni rurali. Le fondazioni, se presenti, sono fatte da pietre medio-grandi unite da fango o malta. I muri sono costituiti da mattoni di Adobe e letti di malta. Le dimensioni dei mattoni di Adobe varia da regione a regione (ogni paese ha la sua cultura), a volte nella composizione dei mattoni o della malta vengono aggiunti frammenti di paglia o altri tipi di fibre per contrastare la fessurazione e per migliorarne il comportamento.

Nelle costruzioni tradizionali la dimensione dei muri dipende dalle condizioni meteorologiche della regione; difatti nelle zone costiere, dove solitamente il clima è più mite, lo spessore è inferiore a quello delle abitazioni ad elevate altezze o nelle zone desertiche. Il tetto è usualmente costituito dal legno disponibile in loco appoggiato

direttamente sui muri o nelle indentazioni praticate negli stessi. La copertura del tetto può essere in lamiera di zinco o di altro materiale, tegole di argilla, legno o paglia a seconda della disponibilità locale, dell'eredità culturale e delle disponibilità economiche.

Ci sono anche molti casi di buona resistenza sismica di edifici tradizionali locali, probabilmente proprio grazie all'esperienza maturata negli anni dagli abitanti delle zone a rischio. Come la tipica casa di terra *bhonga* in India (Figura 2.10): struttura cilindrica con bande di bamboo all'altezza dell'architrave o in cima al muro che "cerchiano" e confinano la struttura. Spesso si nota che gli artigiani locali nel tempo, conoscendo la loro terra, hanno sviluppato accorgimenti strutturali spontanei antisismici. Per esempio nel terremoto di Cusco del 1950 furono proprio le abitazioni dei locali a resistere e non le nuove architetture dei *conquistadores* spagnoli.

Ultimamente, grazie ai nuovi materiali da costruzione, le architetture cambiano e osano di più. La parte di popolazione che vive nelle case di Adobe cerca di imitare le nuove strutture in muratura cotta o calcestruzzo, tralasciando magari eredità concettuali secolari in Adobe. In questo modo muri più snelli, irregolarità in pianta, in alzato e delle aperture, peggiorano il comportamento al sisma delle abitazioni così tanto da annullare i benefici dati dall'esperienza e mettere a repentaglio le vite di chi ci abita.

Figura 2.10 Tipica abitazione vernacolare indiana: *Bhonga*.

2.2 Storia della terra cruda in Perù

Secondo gli illustri storici e archeologi che hanno scritto a riguardo, la terra cruda è presente in Perù da più di 4.000 anni. In questo capitolo verrà fornito un veloce e puntuale resoconto degli eventi storici che hanno influenzato l'evoluzione dell'uso della terra come materiale da costruzione. Si farà, in particolare, riferimento a Carlos Williams Leòn che nel 1981 scrisse *Arquitectura y Urbanismo in el Antiguo Perù*, raccolta di volumi che riassume

l'evoluzione dell'architettura e dell'urbanistica del Perù prima dell'arrivo dei *conquistadores* spagnoli.

Tra il 2.000 a.c. e il 500 d.c. nel Perù centrale c'è una chiara evoluzione della costruzione delle piramidi, molte delle quali era costruita con la terra (Figura 2.11 e 2.12). La loro forma, in accordo con gli archeologi peruviani, ricorda quella delle montagne ed è particolarmente funzionale per resistere agli eventi sismici.

Figura 2.11 Huaca Pucllana: una delle prime costruzioni piramidali a Lima, 200 d.c. circa.

Figura 2.12 Huaca Arco Iris, Trujillo, 800 d.c. circa.

Per la maggior parte dei casi i materiali usati erano: Adobe per l'esterno, terra e sassi per l'interno, e pietre più pesanti per la base della struttura. Questa selezione di materiali dovrebbe essere stata accuratamente scelta e pensata per dissipare meglio l'energia causata dalle scosse di terremoto.

Esempio ragguardevole delle tecniche costruttive complesse di quei tempi è il Huaca del Sol y de la Luna (Figura 2.14), costruito durante il periodo dei Moche (dal 100 all'800 d.c.) fuori dalla città di Trujillo. Sono stati stimati, da tre studiosi dell'archeologia peruviana Hastings, Mansfield e Moseley, 143 milioni di mattoni di Adobe per la costruzione solo della prima piramide.

La complessità delle costruzioni dei Moche in terra non era limitata agli edifici cerimoniali, bensì era applicata anche agli edifici residenziali. Difatti era pratica comune l'uso di pietre per le fondazioni, in combinazione con Adobe e muri Quincha (con poche aperture) completati da una copertura leggera e flessibile.

Figura 2.13 Huaca del Sol y de la Luna, Trujillo, 100 d.c. circa.

Tuttavia, è la cultura Wari (dal 500 al 900 d.c.) che ha sviluppato una delle più sofisticate tecniche costruttive in terra cruda e pietra in Perù, prima dell'arrivo degli Inca e degli spagnoli. Questo popolo ha ampliamente approfondito le volte e le cupole come coperture degli edifici usando il materiale disponibile in loco. Per la prima volta, nel sito di Wiracochampa a Huamachuco, sono stati scoperti accorgimenti strutturali in legno (localmente reperibile) per ammorsare correttamente i muri agli angoli, al fine di migliorare il comportamento al sisma dell'edificio.

La conoscenza acquisita dai Wari e dai Moche fu trasmessa ai Chimus che risiedevano nella parte più a nord del Perù. Proprio dalla loro cultura nasce la vasta città di Chan Chan: costruita circa nel 850 d.c., persisterà fino alla conquista dell'impero Inca nel 1470 (Figura 2.14 e 2.15). La città è in realtà composta da nove cittadelle (cinte da mura) che ospitano luoghi cerimoniali, camere ardenti, templi, serbatoi ed edifici residenziali. I muri stessi sono costituiti da mattoni di Adobe coperti da una superficie soffice di terra in cui sono stati incisi complicati disegni. La sezione piramidale di questi alti muri (Figura 2.16) è il dettaglio antisismico più rimarchevole: in questo modo sono stati in grado di resistere a numerosi terremoti. A volte, probabilmente, grazie al fenomeno del *rocking*: consente un oscillazione

sulla base del muro che dissipa energia sbattendo alternativamente sui due angoli, i muri sono rimasti quindi stabili a causa del loro peso elevato. Williams non menziona sviluppi successivi delle costruzioni in Adobe durante il periodo Inca, che si concentra, più che altro, sulla lavorazione della pietra: celebre è la pietra dai 12 angoli (o 12 lati) nella cinta muraria della capitale Inca Cusco.

Figura 2.14 Sito archeologico di Chan Chan, vicino a Trujillo, 850 d.c. circa.

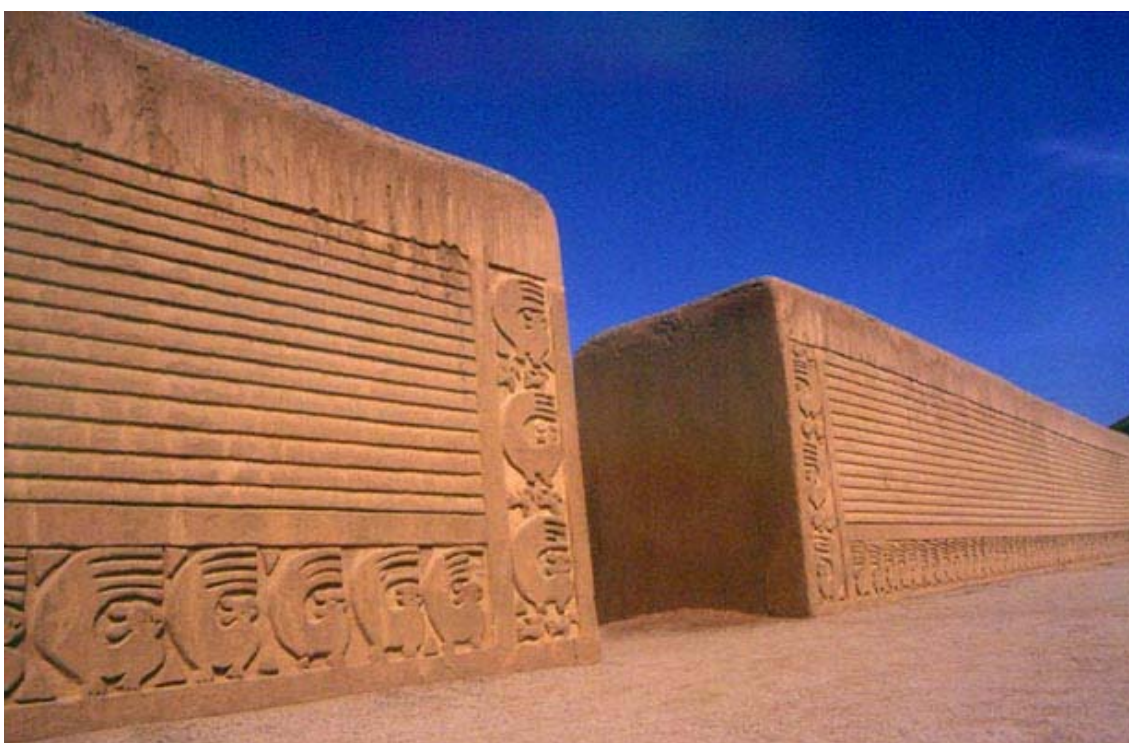



Figura 2.15 I muri di cinta massicci della cittadella di Chan Chan, Trujillo.

Figura 2.16 Sezione piramidale dei muri di Chan Chan.

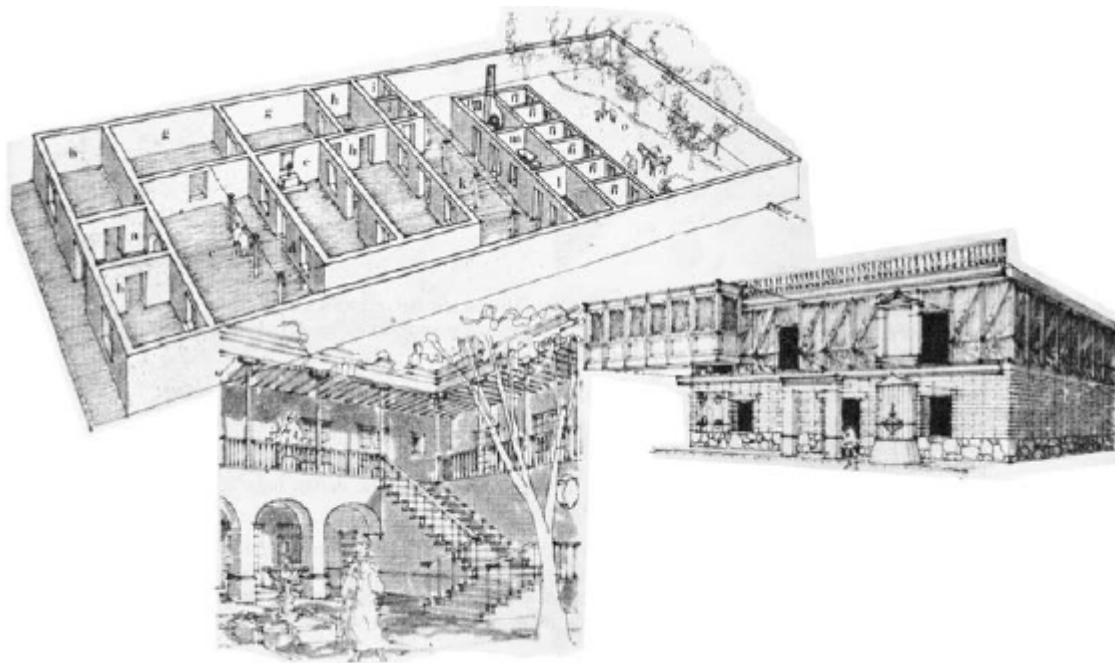



Figura 2.17 Disegno di una tipica *casona* di Lima: primo piano in Adobe e secondo in Quincha.

Durante il Vicereame Spagnolo (dal 1535 al 1821) Juan e Ulloa nel 1748 menzionano per la prima volta l'uso del Quincha per la costruzioni di edifici residenziali a Lima, noti come *casonas* (Figura 2.17). L'uso della terra cruda non era, quindi, limitato alle costruzioni vernacolari. Viceroy D. Melchor de Navarra y Rocafull, Duca de la Palata, iniziò a costruire le fortificazioni di Lima intorno al 1684. Erano alte dai 5 ai 6 metri, spesse 5 metri, in Adobe, e hanno protetto la città per circa 200 anni (Figura 2.18). Sono state demolite

successivamente come parte del piano urbanistico del governo del Presidente José Balta nel 1871 che ha lasciato erette solo le torri originarie.

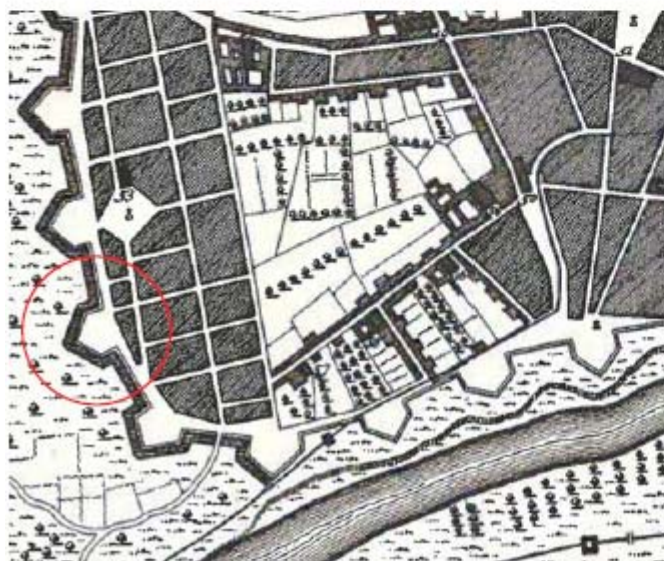



Figura 2.18 Mappa di Lima del 1752 disegnata da Jacobo Nicolas Bellin. Nel circolo rosso è evidenziata, anche in un'immagine dei giorni nostri tratta da Google Earth, la parte rimanente di cinta muraria nella città moderna.

In Perù, il Quincha è una forma di abitazione tradizionale ed è molto frequente. Il telaio resistente è costituito da un'orditura di legno del luogo (tipicamente canne di bamboo o simili) a cui viene successivamente spalmata sopra la terra cruda per riempire i vuoti. E' una tipologia costruttiva adatta alle zone ad alto rischio sismico, poiché il legno è flessibile e leggero; al contrario le case in Adobe sono più pesanti, ma più sicure contro i tentativi di

furto e più resistenti alle piogge. Quindi, a fronte di una parità di costo totale, sono più durature. Proprio il loro buon comportamento in caso di terremoto permise ai peruviani di utilizzare il Quincha non solo per i secondi piani delle case in Adobe, ma anche per abitazioni intere o per complesse coperture delle cupole e delle volte. Quincha è un termine spagnolo largamente usato in America Latina, anche se trae le sue origini dal termine dell'antica lingua Quechua *qincha*, che significa recinzione, muro, staccionata o recinto degli animali. Storicamente questa tipologia costruttiva venne usata in tutte le colonie spagnole e portoghesi, successivamente si diffuse in tutto il Centro e Sud America; anche se una tecnica simile chiamata *wattle and daub* era già presente da 600 anni.

Quella che forse si può definire la prima raccomandazione ufficiosa per la sicurezza sismica nel Perù del Vicereame ci fu dopo il terremoto del 1609, quando le autorità decisero di ricostruire la cattedrale di Lima riducendo l'altezza del muro in pietra che sosteneva la volta. Ma non fu prima del terremoto del 28 ottobre 1746 che il consiglio municipale di Lima (*ayuntamiento*) decise ufficialmente di modificare le tecniche costruttive esistenti. In quell'evento sismico persero la vita 10.000 persone e solo 25 case su un totale di 3.000 a Lima non furono distrutte.

Viveroy D. José A. Manso de Velasco chiese al matematico D. Luis Gaudin di studiare i danni agli edifici e di sviluppare raccomandazioni edilizie per migliorare la resistenza al sisma delle costruzioni. Queste furono le prime direttive riguardanti le costruzioni redatte in America e probabilmente ebbero molta influenza sulle raccomandazioni scritte in Portogallo per la ricostruzione di Lisbona dopo il terremoto del 1755. Gaudin in seguito spinse molto per arrivare a una vera normativa del Perù e presentò una sua relazione al governo municipale (*cabildo*) promuovendo e sollecitando alcuni accorgimenti costruttivi: l'uso del legno e dell'Adobe al posto del mattone e della pietra, l'impiego del Quincha per i tramezzi delle case, un incremento dello spessore dei muri in Adobe, l'adozione dei contrafforti laterali nelle chiese di Adobe, la diminuzione dell'altezza delle torri campanarie, la limitazione dei bovindo e l'assicurazione di adeguati spazi pubblici che fungano da rifugi in caso di eventi disastrosi. Questa fu, probabilmente, l'ordinanza più importante fino all'inizio del XX secolo.

Dall'ordinanza del governo municipale del 1577 siamo a conoscenza dei prezzi di mercato dell'Adobe e dalle pubblicazioni dello studioso Harth-Terré sappiamo anche che le dimensioni dell'Adobe originario arrivavano anche a 78 cm di lunghezza, complice la presenza di additivi come la paglia e il concime. Bisogna, tuttavia, ricordare che il primissimo documento che regolamentò le costruzioni in terra durante il dominio Spagnolo fu probabilmente l'*Ordenanza del Cabildo* del 1702, prima del terremoto del 1746, che raccomandava l'utilizzo di legno, canne e fango per la costruzione dei soffitti a volte.

Durante il periodo Repubblicano (dal 1821 ai giorni nostri) l'uso dell'Adobe non è stato più limitato a edifici religiosi, *casonas* e edifici pubblici ad uso del comune. I costruttori di molti edifici residenziali, anche di grandi dimensioni, si sono affidati alla terra cruda, combinandola con parti in Quincha e a volte con portali e colonne in mattoni o pietra.

Due pietre miliari della storia dell'edilizia del Perù durante il XIX secolo furono la creazione della *Comision General de Ingenieros Civiles* nel 1852 e l'introduzione del cemento intorno al 1860. Proprio per imparare e sviluppare l'uso del materiale da costruzione dell'era moderna fu fondata la *Escuela Especial di Ingenieros di Costruciones Civiles y Minas* nel 1876. Teodoro Elmore e Santiago Basurco furono i primi professori che crearono una sezione di Architettura; entrambi formati negli Stati Uniti e in Europa contribuirono alla diffusione di nuove tipologie di edifici, che avevano la loro forza nell'impiego del cemento armato e dei mattoni cotti.

Il 13 agosto 1868 un terremoto di magnitudo prossima al grado 9 della scala Richter colpì la fascia costiera del Perù e del Cile. Lo tsunami che ne seguì distrusse totalmente la città di Arica (a quei tempi in Perù, oggi in Cile) e Arequipa, danneggiando gravemente molte altre città anche nelle Hawaii, Nuova Zelanda e Giappone. In quell'occasione il *Ministerio de Fomento y Obras Publicas* sotto suggerimento di Santiago Basurco propose la proscrizione delle costruzioni in Adobe. Ma fu solo dopo il terremoto di scala 8,2 nel 1902 che fu vietato dalla legge l'utilizzo dell'Adobe e del Quincha per le costruzioni in aree urbane. Da quel momento in poi queste due tradizioni millenarie furono sostituite dal calcestruzzo, cemento armato e muratura. Tuttavia questo accadde solo in ambito strettamente urbano e per gli edifici di nuova costruzione; le case in terra sono tuttora ampiamente diffuse nelle zone rurali, e storicamente presenti nel centro di tutte le città del Perù.

La maggior parte delle abitazioni in Adobe si possono trovare nelle città dell'entroterra, ad alta quota: per esempio, a Cusco il 75% degli edifici è in Adobe. Ma la percentuale di popolazione del Perù, che vive in abitazioni in terra, è scesa dal 54% al 43% negli ultimi 15 anni; a differenza, per esempio, dell'India in cui nel 1971 il 73% della popolazione totale viveva in case di terra.

Figura 2.19 Case a due piani e a un piano di Adobe, sulla strada da Ollantaytambo a Urubamba.

Figura 2.20 Abitazione di "simil Quincha" sulla strada da Piura moderna a Piura la Vieja.

2.3 La realtà locale di Piura

Piura è una città situata sulla costa a nord-ovest del Perù, capitale della Regione di Piura (Figura 2.21). Ha una popolazione di 377.496 abitanti e una densità di 47/km^2. Fu la terza città spagnola (la prima in Perù) fondata in Sud America dal conquistatore spagnolo Francisco Pizarro: San Miguel de Piura nel luglio 1532, nome derivante dalla lingua Quechua *pirhua*, che significa abbondanza. Solo il 4 gennaio 1821 ottenne e dichiarò la propria indipendenza. Piura è nota come la "*Ciudad del eterno calor*" a causa delle alte temperature che persistono tutto l'anno, ma è risaputa, anche, la cultura calorosa e accogliente dei piurani, persone molto aperte e inclini al dialogo.

Il clima di Piura, come già accennato, è molto caldo e secco a causa della posizione geografica della città: situata sulla costa desertica o semi-desertica del Perù, quasi al confine con l'Ecuador. Le piogge sono rare ad eccezione del fenomeno de El Niño: forte perturbazione atmosferica che si verifica nell'Oceano Pacifico centrale ogni 5 o 7 anni causando inondazioni, siccità o altre manifestazioni che variano di volta in volta. I paesi in via di sviluppo che dipendono dall'agricoltura sono coloro che subiscono più gravemente le conseguenze di questo fenomeno.

Con l'avvento delle moderne tecnologie nell'ambito dell'edilizia abbiamo visto come il Perù abbia abbandonato le tradizioni per seguire una strada più sicura, soprattutto in una terra a così alto rischio sismico. Anche Piura ha seguito la tendenza del suo paese, trasformando gradualmente il centro città con l'uso del cemento armato e della muratura. Ma se girando per le strade interne al perimetro urbano si scoprono sempre di più edifici in mattoni cotti e in calcestruzzo, la parte suburbana e rurale della capitale della regione, abitata dalle

persone meno abbienti e lontana dagli edifici pubblici, conserva la cultura e la tradizione dell'Adobe e del Quincha.

Figura 2.21 Localizzazione della città di Piura in Perù.

Nel centro di Piura si scoprono edifici in terra grazie al crollo di pezzi di intonaco o guardando alla base dei muri che spesso rimane scoperta. Un'interessante commistione di stili si è sviluppata, a metà strada tra la tradizione e l'età moderna, in certi edifici in cui i primi due metri circa di altezza dalla fondazione sono in mattoni cotti, poi si sviluppa il primo o anche il secondo piano in mattoni di Adobe e infine una parte in legno (che può vagamente ricordare il Quincha) fino alla copertura.

In Figura 2.22 si vedono bene i tre strati di tecniche costruttive diverse di un palazzo vicino a Plazuela Merino e alla chiesa di Maria Auxiliadora, e il particolare di un altro edificio in cui la copertura è stata realizzata sempre con quell'orditura di strisce longitudinali di una specie di canna disponibile in loco chiamata caña del Guayaquil (la stessa orditura che costituisce i muri degli ultimi piani di molti edifici).

Non avendo utilizzato la terra (che invece fa parte della tecnica costruttiva Quincha vera e propria), la parte più in alto è la più leggera. Questa è l'ennesima prova di accorgimenti antisismici, presi in modo naturale e spontaneo, da parte delle architetture vernacolari nate in zone fortemente soggette ai terremoti.

Altre prove della scaltrezza degli artigiani del luogo nel capire in profondità la loro terra stanno nelle geometrie semplici e regolari in pianta e in alzato che adottano in tutta la

regione. La parte più interessante da visitare, se si parla di Adobe, non è ovviamente il centro urbanizzato. Nonostante anche nelle città vicine di Paita e Catacaos ci siano molti edifici in terra, se si prende la via per Chulucanas verso Piura la Vieja, che si inoltra verso la Sierra, si attraversano molti piccoli villaggi esclusivamente in terra cruda (come la stessa Piura Vecchia). E non è raro incontrare durante il viaggio un gruppo di persone che proprio in quel momento stiano costruendo una casa per un componente della famiglia o per il vicino.

Figura 2.22 Edificio vicino Plazuela Merino: in evidenza ci sono i tre strati di tecniche costruttive differenti.

Figura 2.23 Particolari del muro di mattoni cotti e Adobe, e del tetto in caña di Guayaquil.

.

Figura 2.25 Secondo piano in caña di Guayaquil, Paita.

Figura 2.26 Abitazione di Adobe a Piura la Vieja, intonacata con pubblicità locali.

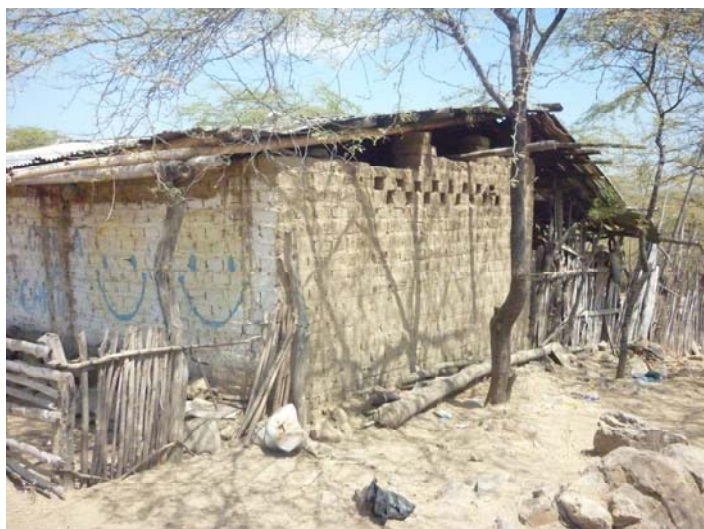



Figura 2.27 Abitazione di Adobe a Piura la Vieja.

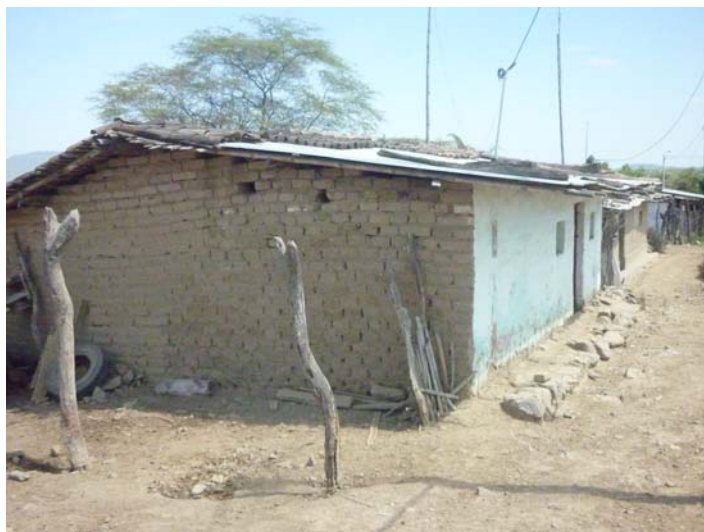



Figura 2.28 Abitazione di Adobe a Piura la Vieja.

Figura 2.29 Abitazione in terra e legno (simil Quincha) a Piura la Vieja.

Si può dire che Piura rispecchi abbastanza bene la realtà peruviana, sia per le città di grandi dimensioni sia per le più piccole. Nel centro città sopravvivono edifici storici in terra, attorniati da un crescente impiego di calcestruzzo e mattoni cotti. Nelle zone suburbane e rurali l'uso della terra è a tratti dominante e coinvolge la parte meno abbiente della popolazione, che spesso è la maggioranza.

2.4 Aspetti socio-economici

La terra cruda, quindi, è nata come il materiale da costruzione più antico e più usato nel nostro pianeta. L'uomo, evolvendosi, ha migliorato sempre di più le sue condizioni di vita, anche grazie alle scoperte di nuovi materiali e nuove tecnologie avvenute nei secoli. L'epoca della luce e dei motori a scoppio non può certo essere paragonata agli anni vicini alla nascita di Cristo, eppure ogni parte del mondo ha fatto un cammino diverso e, punto

cruciale, sono i soldi quelli che alla fine fanno la differenza. Per questo ci troviamo negli anni dell'iPhone 5, delle auto ibride e dei frigoriferi intelligenti, mentre in altri angoli del pianeta un terzo della popolazione mondiale vive ancora in case in terra cruda con la cucina e il bagno all'aperto e una stanza da letto per sette persone.

Le contraddizioni del momento che stiamo vivendo sono tante e non sta a me e a questa tesi affrontarle, ma alcuni sono dati oggettivi e numerose associazioni stanno già facendo molto a livello globale. Nel 2013 dall'Italia in 6 ore di aereo si è al centro dell'Africa, tutto il mondo ormai è connesso, eppure la maggior parte delle realtà sono trascurate. E' come se il mio vicino di casa morisse di fame e io buttassi gli avanzi della festa al barbecue nel cassonetto di fronte al giardino. Vorrei enunciare parte di questi "dati oggettivi" per trarre le conclusioni che poi, vedremo, in realtà sosterranno l'argomento di questa tesi.

Al giorno d'oggi produciamo più cibo di quanto sia mai accaduto nella storia dell'umanità, eppure più di una persona su dieci sulla Terra ha fame. L'inedia di 800 milioni di persone coincide con un altro primato nella storia: il numero degli affamati è superato dal miliardo di abitanti sovrappeso del pianeta[1].

Ogni anno raggiungiamo l'Earth Overshoot Day prima dell'anno passato (quest'anno è stato il 20 agosto 2013 il giorno in cui il nostro consumo di risorse naturali ha superato la capacità rigenerativa del nostro pianeta; nel 1993 era il 21 ottobre[2]). Secondo gli scienziati della Global Footprint Network nel 1970 abbiamo raggiunto il limite consentito: consumavamo il 100% delle risorse della terra. Siamo quindi in una condizione di sovra consumo insostenibile; tentiamo di riprodurre l'intelligenza artificiale nei robot e non prendiamo sul serio un concetto così semplice, basando una grandissima fetta della nostra attività economica su fonti di energia non rinnovabili. Al momento avremmo bisogno di un pianeta e mezzo per soddisfare le nostre esigenze, invece bruciamo le riserve del nostro capitale naturale.

Con questo nessuno dice di vivere a New York in una casa di Adobe, anche se ormai (o per fortuna) l'ecosostenibilità è diventata sempre di più una "moda". Ma dovremmo renderci conto che forse proprio quel terzo del mondo che vive in case di terra è quello che ha di meno e che riesce anche a fare di più per il pianeta, in altre parole viviamo sulle loro spalle. Sia chiaro che se potessero scegliere credo che tutti preferirebbero una bella, costosa e sismo resistente casa in calcestruzzo. Ma la sfida sta proprio nel consentirgli di vivere bene anche con quello che hanno. Loro non hanno scelta, noi si. Le loro disponibilità economiche fanno sì che debbano costruirsi la casa con materiali disponibili in loco e che non possano pagare un ingegnere per farlo. Noi, dall'alto della nostra industrializzazione, abbiamo più formazione professionale, possiamo quindi *scegliere* di aiutarli. Non regalando a spot una casa in calcestruzzo, ma studiando migliorie per quello che tutti possono permettersi, con materiali che chiunque può trovare. In questo modo possiamo rendere le

---

[1] Raj Patel, I padroni del cibo, Feltrinelli 2008

[2] Dati Global Footprint Network, Advancing the Science of Sustainability

loro case in terra cruda più sane e più sicure contro i fenomeni naturali come El Niño e i terremoti.

I numeri sono grandissimi, non possono essere ignorati. Il bello è comprendere a fondo il problema: chi costruisce quel tipo di case è perché al 99,9% non ha possibilità di fare altrimenti. Quindi il denaro è molto poco e i materiali da costruzione che è possibile impiegare sono solo quelli che l'ambiente, di regione in regione, offre. Hanno le loro tradizioni che amano e non è facile fargliele cambiare per apportare migliorie che possono essere cruciali in caso di sisma. Quindi bisogna rispettare la loro cultura e la loro tradizione, guadagnarsi la loro fiducia e ingegnarsi per trovare dei modi per rinforzare la struttura con pochi soldi e solo con quello che si ha a disposizione.

Io, nel mio piccolo, ho assistito ad una dimostrazione della mentalità degli abitanti di Piura. Alle 5:28 del 31 luglio un terremoto di scala Richter 4.7 ha svegliato la maggior parte dei piurani, ma credo che le uniche a saltare in piedi e scappare siano state tre italiane nella residenza universitaria di Altozano. Per loro un evento sismico di quella portata "*es solo un temblor*", un'insignificante scossa come tante altre nell'arco di un anno. Si definisce "terremoto" solo quando si aprono le strade, crollano i palazzi e ci sono le onde alte decine di metri. Ridevano quando gli abbiamo spiegato che da noi i mobili non si spostano a quel modo un paio di volte al mese, sono abituati e vivono questa situazione molto serenamente. Per inciso, due giorni dopo che sono andata via da Piura c'è stato un altro "*temblor*", ma di magnitudo 6 e la reazione non è cambiata dalla scossa precedente.

Il paradosso del cibo e la cattiva gestione del nostro pianeta sono solo due esempi della cecità che a volte caratterizza le nazioni più sviluppate, ma non è sempre così. Le già citate Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction redatte da International Association for Earthquake Engineering (IAEE), United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO) e International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE) sono un perfetto esempio di formazione professionale dei paesi cosiddetti "sviluppati" dedicata ai paesi poveri.

Lo scopo di queste linee guida è quello di affrontare i concetti base coinvolti nel raggiungimento di un'adeguata resistenza sismica di tali edifici, chiamati nell'insieme "non-ingegneristici". Si ritengono appartenenti a questa categoria le costruzioni che sono nate spontaneamente secondo la tradizione locale, senza l'intervento di architetti o ingegneri qualificati nel loro progetto. Anche se, generalmente, seguono una serie di raccomandazioni date dall'esperienza e dall'osservazione del comportamento delle strutture durante terremoti passati.

Innanzitutto si pongono il problema di determinare la performance di una struttura, essendo quest'ultima sensibile alle sue proprietà geometriche e meccaniche. Dopodiché si procede alla formulazione di semplici regole di progetto e tecniche costruttive per prevenire il collasso e limitare i danni del sisma. L'obiettivo sono i principi base e soluzioni semplici per il "low-cost housing". Le tipologie costruttive prese in considerazione sono:

un-reinforced masonry, *confined masonry*, *wooden construction*, *earthen construction*, *stone buildings* e *non-engineered RC buildings*.

I destinatari di queste linee guida sono le popolazioni dei paesi in via di sviluppo, quindi sono estremamente pratiche: spesso fanno uso di strumenti semplici come le proporzioni e di innumerevoli disegni e figure che aiutino a visualizzare il progetto. I convegni che trattano l'argomento sono sempre più frequenti, ricchi di nuove informazioni e di articoli di professori qualificati; le "Guidelines" sono in continuo aggiornamento e miglioramento.

Un altro esempio di impegno dell'Occidente verso il sud del mondo sono le numerose associazioni di stampo internazionale che mettono insieme professionisti di vari settori pronti a intervenire gratuitamente in caso di cataclisma (e.g. Architecture for Humanity). Il Getty Conservation Institute, invece, si concentra sul patrimonio mondiale culturale da preservare. In modo simile al UNESCO, che ha stilato un elenco di siti mondiali culturali a rischio (includendo la cittadella di Bam, vittima del terremoto in Iran nel 2003), si preoccupa di organizzare eventi, raccogliere fondi e mettere insieme le risorse per difendere e dare valore a quel patrimonio dell'umanità nascosto negli angoli del pianeta meno abbienti.

Una parziale contraddizione sta nel fatto che i paesi sottosviluppati ambiscono alle case di cemento come progresso, nei paesi industrializzati, invece, il progresso (e la moda) oggi è visto proprio in un ritorno alle risorse naturali come materiale da costruzione. Le case in legno, addirittura in paglia e in terra cruda, sono sempre più in voga grazie alla rinascita di una "coscienza ecosostenibile" negli occidentali. In un certo senso, un mondo rincorre l'altro.

Noi forse ci siamo accorti di avere esagerato nel consumo delle risorse del nostro pianeta e nell'inquinamento causato dal nostro sviluppo sregolato. Ora potremmo consentire ai paesi in via di sviluppo una crescita più naturale, più rispettosa, a partire dai materiali da costruzione fino all'urbanistica, per arrivare anche ad altri errori che forse abbiamo commesso.

Lo scopo di questa tesi, trattando il grande e grave tema dei terremoti, rimane quello di dimostrare che edifici in Adobe, anche sottoposti a sollecitazioni notevoli, possono garantire innanzitutto la salvaguardia della vita umana e in secondo luogo una buona resistenza globale. Quindi si prende in considerazione la parte di popolazione che, come detto in precedenza, "non ha scelta".

3 Eventi sismici

3.1 Nel mondo

I terremoti possono colpire ovunque e in qualsiasi momento. Eppure la storia insegna che avvengono con una certa ripetitività anno dopo anno principalmente in tre grandi zone della terra.

La più grande "cintura" di terremoti, la "Circum-Pacific Seismic Belt", si trova lungo il bordo dell'oceano pacifico (Figura 3.1). In questa zona avvengono circa l'81% dei più grandi terremoti terrestri, motivo per cui si è guadagnata il soprannome di "Ring of Fire". Il cosiddetto "anello di fuoco" si estende dal Cile verso nord lungo la costa sudamericana, attraversa il centro America e il Messico fino alla costa ovest degli Stati Uniti. Poi dalla parte più a sud dell'Alaska continua verso le isole Aleutine, il Giappone, le Filippine, la Nuova Guinea, le isole del sud-ovest del Pacifico e la Nuova Zelanda. Si estende per circa 40.000 km (ossia quasi quanto la circonferenza equatoriale terrestre), ed è caratterizzata dalla presenza di numerosissimi archi insulari (Polinesia, Filippine, Indonesia, Giappone, Nuova Zelanda,…), fosse oceaniche e catene montuose vulcaniche.

Nella figura sottostante è rappresentata la cintura di fuoco evidenziata in rosso, le varie catene montuose in azzurro e il Challenger Deep, ossia il punto più profondo del pianeta (circa 10.916 m sotto il livello del mare).

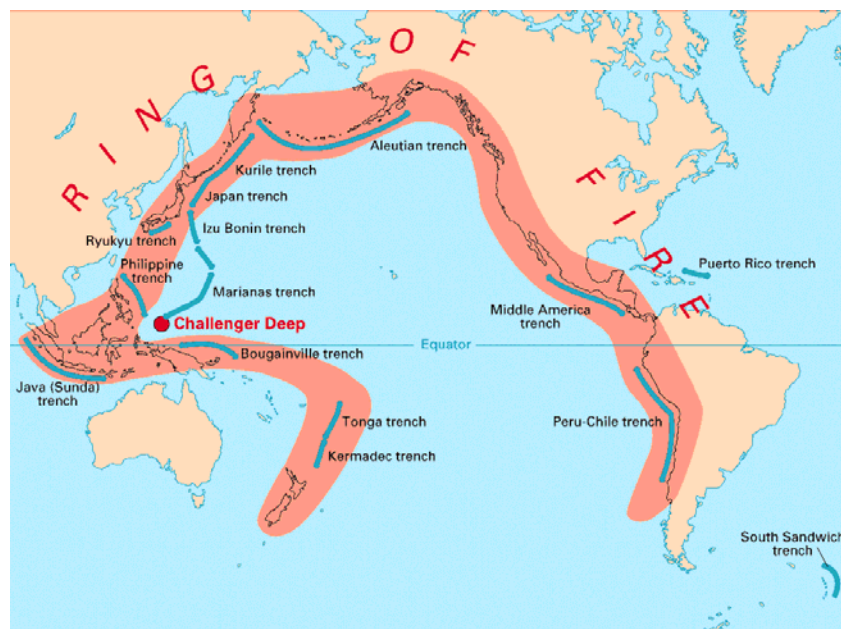



Figura 3.1 L'anello di fuoco: 40.000 km di crosta terrestre in cui avvengono l'81% dei terremoti mondiali.

La Circum-Pacific Seismic Belt è stata responsabile di 70.000 morti nel maggio del 1970 in Perù e di 65 vittime e un bilione di dollari di danni in California nel febbraio del 1971. L'attività vulcanica prevalente è quella di tipo esplosivo, in quella zona si trovano il Krakatoa, il Fuji, il Paricutin e molti altri.

Perché così tanti terremoti di questa gravità si originano nella "cintura di fuoco"? Questa è una regione di catene montuose giovani e fosse oceaniche profonde. La sua attività è diretta conseguenza dei movimenti reciproci delle differenti placche, che in questa zona vanno incontro al fenomeno della subduzione: le placche continentali avanzano passando sopra alle placche oceaniche pacifiche.

In particolare (Figura 3.2): lungo la costa americana la placca di Nazca e parte della placca Pacifica vanno in subduzione rispetto alla placca sudamericana e nordamericana, dalla parte asiatica e australiana la placca delle Filippine e la placca Pacifica si immergono sotto la placca eurasiatica e australiana.

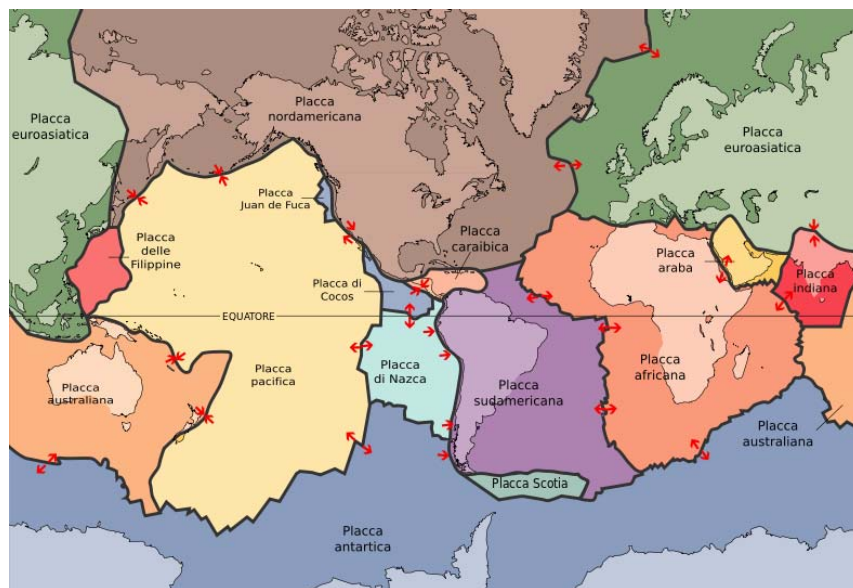



Figura 3.2 La tettonica a zolle della terra.

La seconda cintura per importanza è chiamata Alpide (Figura3.3): si estende da Java a Sumatra attraverso la catena dell'Himalaya e il Mar Mediterraneo fino all'Atlantico. Questa zona conta circa il 17% dei più grandi terremoti avvenuti nel mondo, inclusi alcuni dei più distruttivi. Come quello in Iran nell'agosto del 1968 che provocò 11.000 vittime e i due terremoti del marzo 1970 e maggio 1971 che causarono la morte di più di mille persone ciascuno. "Alpide belt" è stata creata dalla collisione tra le placche africana, araba e indiana che spingono verso nord contro la placca euroasiatica.

Infine, la terza cintura di spicco segue la cresta sommersa nell'oceano atlantico "Mid-Atlantic Ridge" o dorsale medio atlantica. E' una catena montuosa sottomarina che va dal Polo Sud all'Antartide per una lunghezza totale di 10.000 km, si tratta infatti della più lunga catena montuosa della terra. La sua formazione è una conseguenza dell'attività vulcanica delle zone centrali della crosta oceanica atlantica. L'Islanda, le Azzorre e molte altre isole, infatti, sono costitute dalla lava eruttata che a contatto con l'acqua si raffredda e si solidifica depositandosi sul fondale.

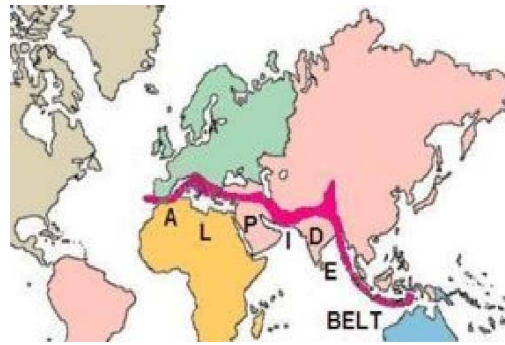



Figura 3.3 La cintura di Alpide: in cui avvengono il 17% dei terremoti totali.

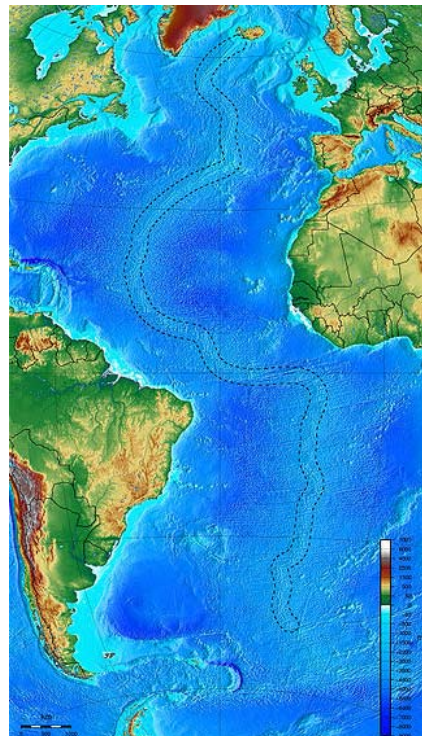



Figura 3.4 La dorsale medio atlantica, 10.000 km: la catena montuosa più lunga della terra.

Nella più attiva e pericolosa delle tre cinture qui elencate, "the Ring of Fire", si trova anche il Perù. Un articolo de IlSole24Ore[3] riporta una mappa con il piano di valutazione del rischio sismico globale, mostrata in Figura 3.5. Anche in questa stima della pericolosità del nostro pianeta emergono come critiche "l'anello di fuoco" e la cintura di Alpide. In Perù esiste il 10% di possibilità in 50 anni di superare un valore di accelerazione del suolo compreso tra 0,4*g* e 0,5*g*.

Fino ad adesso è stato affrontato lo stato di fatto solo dal punto di vista geologico: i movimenti delle placche danno origine a zone della crosta terreste più pericolose poiché frequentemente soggette a terremoti. Ma l'aspetto che rende davvero grave e critica la situazione è la quasi totale corrispondenza dei paesi sottosviluppati con le zone ad alto rischio sismico. Questo non solo perché non hanno le tecnologie, i professionisti e le

[3] IlSole24Ore, "Le zone più pericolose del mondo", 8 aprile 2009

risorse sufficienti, ma anche perché sono tipicamente ad alta densità demografica e addirittura in una fase di crescita della popolazione. Riassumendo: aumento e concentrazione della popolazione dei paesi in via di sviluppo nelle città a rischio sismico conducono a calamità di gravi proporzioni e perdite su scala globale.

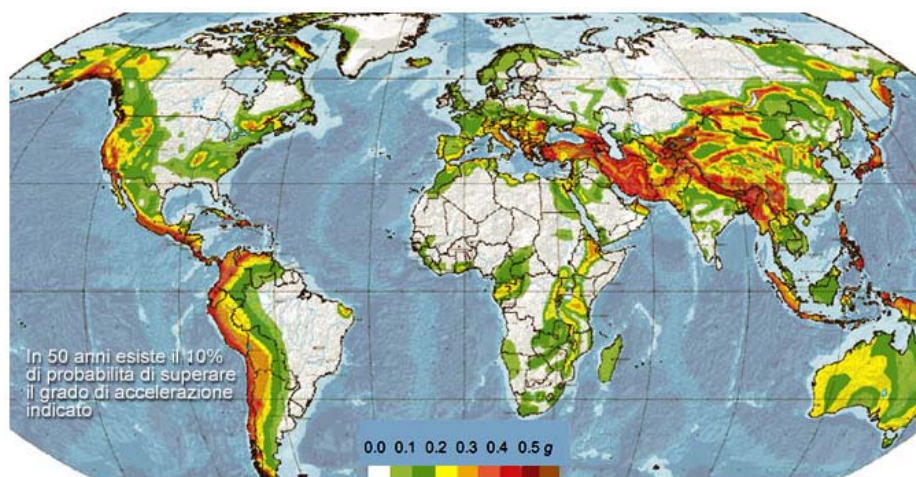



Figura 3.5 Mappa di rischio sismico globale.

Nell'immagine seguente, tratta anch'essa dall'articolo de IlSole24Ore, sono evidenziate alcune città che sono nate in zone ad alta intensità sismica e che hanno in seguito sviluppato una popolazione consistente. Tra queste vi è citata anche Lima.

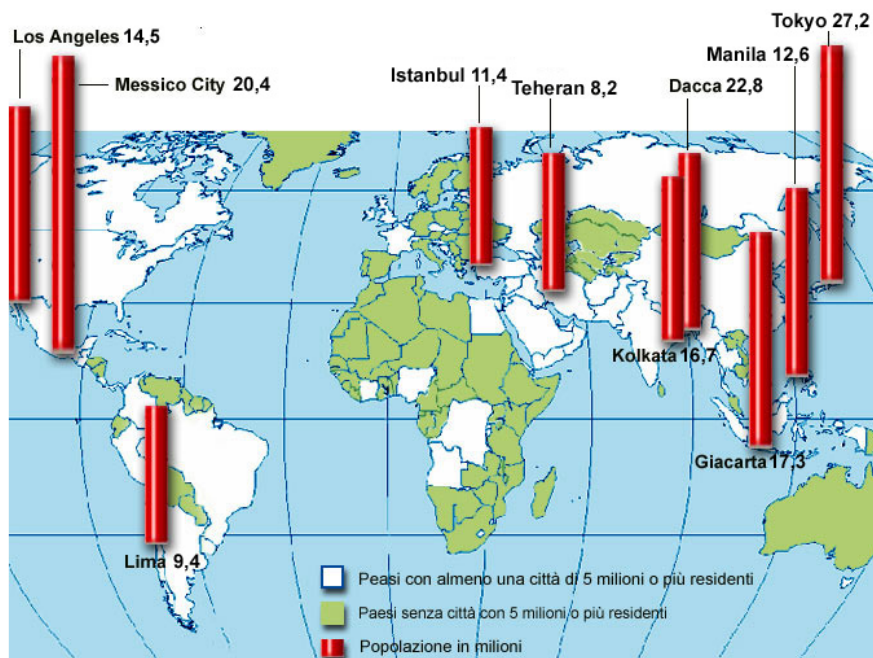



Figura 3.6 Popolazione dei maggiori paesi ad alto rischio sismico.

Nelle due immagini seguenti, invece, è ben evidenziata la corrispondenza dei paesi in cui si costruisce in terra cruda con le zone ad alto rischio sismico. Guardando la parte di Sud

America, e le zone attorno all'Iran, l'Afghanistan e il Turkmenistan la correlazione è quasi perfetta e le conseguenze sono deleterie.

Figura 3.7 Diffusione dell'architettura in terra nel mondo.

Figura 3.8 Zone ad alto rischio sismico del pianeta.

3.2 Elenco dei terremoti e delle fatalità

Questo paragrafo vuole essere un'argomentazione concreta a sostegno della tesi. Una prova tangibile che l'argomento trattato è reale ed urgente.

Secondo il sito di U.S. Geological Survey i terremoti più sanguinosi avvenuti recentemente sono stati i seguenti:

- 12/1/2010 Haiti: 316.000 vittime, 300.000 feriti, M_W 7.0;
- 12/5/2008 Cina: 87.587 vittime, 374.177 feriti, M_W 7.9;

- 8/10/2005 Pakistan: 86.000 vittime, 69.000 feriti, M_W 7.6;
- 26/12/2004 Sumatra: 227.898 vittime, M_W 9.1;
- 20/6/1990 Iran: 50.000 vittime, 60.000 feriti, M_W 7.4;
- 27/7/1976 Cina: 242.769 vittime, 799.000 feriti, M_W 7.5.

Laddove con M_W si intende la magnitudo momento.

Figura 3.9 Terremoto in Pakistan, 2005: 86.000 morti.

Figura 3.10 Terremoto in Sumatra, 2004: 227.898 vittime.

Non sono, tuttavia, trascurabili quei terremoti che non raggiungono la soglia di centinaia di migliaia di vittime:

- 11/8/2012 Iran: 306 vittime, 3.037 feriti, M_W 6.2;
- 11/3/2011 Giappone: 19.000 vittime, M_W 9.0;
- 25/10/2010 Sumatra e Indonesia: 501 vittime, M_W 7.7;
- 27/2/2010 Cile: 577 vittime, M_W 8.8;
- 30/9/2009 Indonesia: 1.117 vittime, M_W 7.6;
- 17/8/2007 Perù: 519 vittime, 1.366 feriti, M_W 8.0;
- 27/5/2006 Indonesia: 6.234 vittime, M_W 6.2;
- 26/12/2003 Iran (Bam): 30.000 vittime, M_W 6.6;
- 23/6/2001 Perù: 310 vittime, M_W 8.4.

Figura 3.11 Terremoto di Pisco, Perù, 2007.

Figura 3.12 Terremoto di Pisco, Perù, 2007.

Figura 3.13 Cittadella di Bam, Iran, prima del terremoto del 2003.

Figura 3.14 Cittadella di Bam dopo il terremoto del 2003.

Si ricorda che per la magnitudo si fa riferimento alla scala Richter e che paesi come la Cina e il Giappone esulano dal discorso generale che si vuole seguire in questa tesi, in quanto paesi con ingenti risorse e possibilità economiche.

3.2.1 Storia dei terremoti in Perù

Le prossime immagini mostrano la mappa di rischio sismico del Perù e i terremoti avvenuti dal 1990 ad oggi, bisogna tener conto che una magnitudo tra 5.5 e 6.5 è già del tutto

rispettabile e corrisponde al diametro più piccolo indicato nella legenda. Inoltre, nell'immagine inerente le zone a diverso rischio sismico è evidente il confine della placca di Nazca che va in subduzione rispetto alla placca sudamericana, proprio nei pressi della costa del Perù.

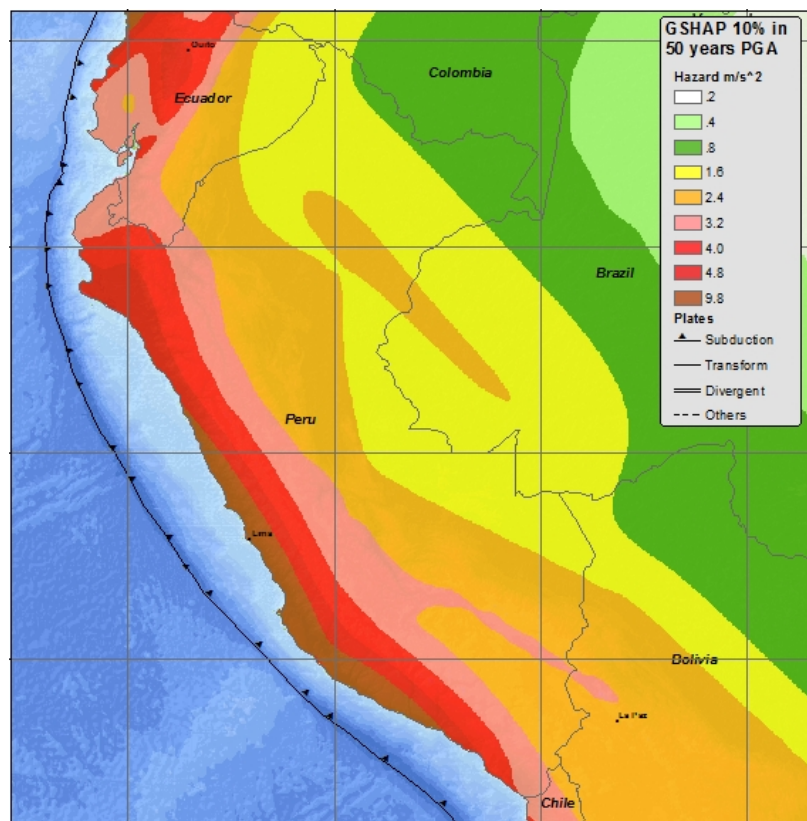



Figura 3.15 Rischio sismico espresso in PGA con il 10% di possibilità di essere superato nell'arco di 50 anni, corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni. (U.S. Geological Survey)

Nel paragrafo 3.1 sono classificate le zone più pericolose della terra dal punto di vista sismico, il Perù rientra nelle zone più turbolente del pianeta. Il terremoto in Colombia e Venezuela del 1875 causò 16.000 vittime, in Ecuador nel 1797 ci furono 41.000 morti, in Perù nel 1746 persero la vita 5.000 persone e in Cile nel 1939 ci furono 30.000 morti.

Prima della colonizzazione spagnola gli Inca e i loro predecessori ebbero a lungo a che fare con i terremoti. Molti archeologi hanno attribuito la speciale forma trapezoidale caratteristica dell'architettura Inca alle precauzioni contro le frequenti scosse sismiche. Il primo nome del fondatore dell'impero Inca fu Pachacuti Inca Yupanqui, che significa "cataclisma"; i natii peruviani avevano già compreso a fondo la loro terra. Come espressione del loro senso di impotenza di fronte a questo tipo di eventi molti peruviani pregano santi come il *Senor de los Temblores* di Cusco (dal 1650) e il *Senor de los Milagros* di Lima (dal 1655). Gli annali dei terremoti in Perù risalgono a più di 400 anni fa (al 1553) ma il primo racconto di un terremoto che distrusse la maggior parte di Arequipa e uccise 30 persone si ha solo nel 1582.

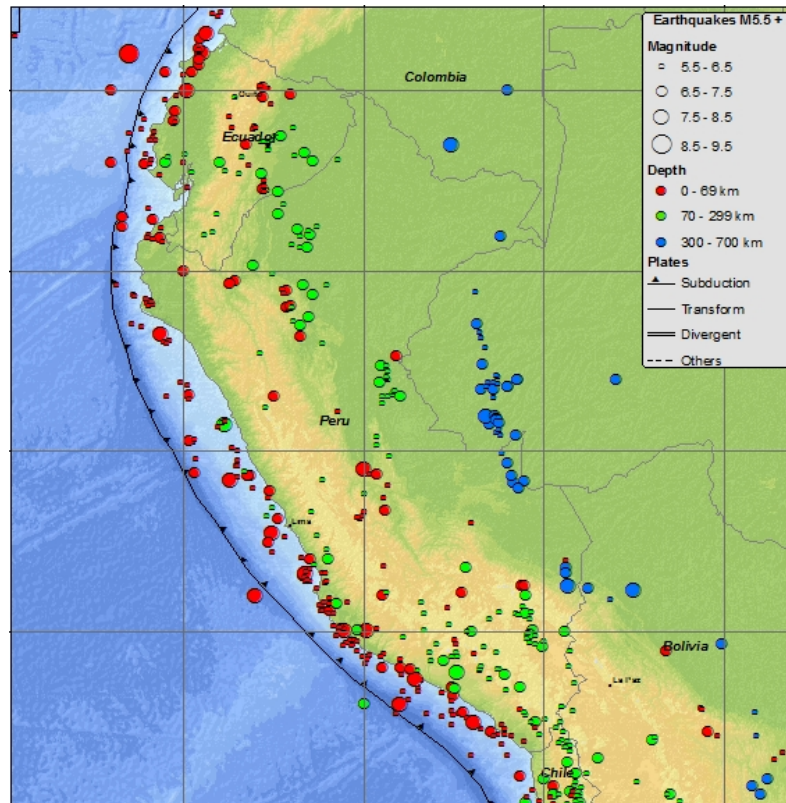



Figura 3.16 Eventi sismici avvenuti in Perù dal 1990 ad oggi.

Ogni anno il Perù conta circa 200 scosse, ma il primo terremoto veramente letale nella storia del Perù, prima di quello del 1970, risale all'ottobre del 1746 a Lima. Morirono almeno 5.000 persone, la maggior parte a causa dello tsunami che si scatenò sulla costa peruviana. Da quel giorno si usa vestirsi di viola nel mese di ottobre in commemorazione delle vittime ed è nata una festa annuale del Miracolo di Cristo. Durante i successivi 200 anni le scosse più violente ebbero l'epicentro nella zona di Lima e Callao, causando i danni più evidenti a Camana, Callao, Abancay e Yanaoca.

Dopodiché, il 10 novembre del 1946 un terremoto di magnitudo 7.3, con epicentro nella stessa regione del sisma del maggio 1970, ha generato frane che distrussero la città di Quiches (nordest di Chimbote) e danneggiarono gravemente Conchucos e Mayas causando la perdita di circa 1.400 vite. Uno scienziato peruviano e i suoi assistenti viaggiarono 25 giorni con cavalli e muli per raggiungere la remota regione epicentrale del terremoto. Giunti sul luogo hanno trovato un paio di scarpe distanti 2 miglia (3,2 chilometri) una dall'altra, con la terra in mezzo sprofondata di 10 piedi (3 metri).

Un terremoto moderato ma situato esattamente sotto una città può creare danni spropositati, questo accadde nella vecchia città Inca di Cusco nel 1950. Fu interessante notare come edifici recenti costruiti dai conquistatori spagnoli crollarono, mentre le case in pietra degli artigiani Inca restarono quasi intatte. Poiché gli Inca non usavano mettere della malta tra le pietre questo fatto è anche più ragguardevole; difatti, nella costruzione dei muri erano soliti lavorare finemente le pietre fino ad avere un incastro perfetto. In realtà il danno

reale a Cusco fu dovuto alla bassa qualità delle case in Adobe: più del 63% dell'intera città fu ricostruita.

Nell'ottobre 1966 ci fu un altro terremoto a Huacho: la maggior parte dei suoi abitanti morirono, gli sfollati furono 20.000 e 2.000 case riportarono danni strutturali seri a Lima. Frane e fratture del suolo caratterizzarono anche il terremoto di magnitudo 6.9 del 1968 in cui persero la vita 46 persone a Moyobamba. L'anno successivo nella regione di Pariahuanca morirono 136 persone e furono distrutte frazioni intere di villaggi.

Il 31 maggio del 1970, nella stessa regione dei terremoti del 1966 e del 1946 (dipartimento di Ancash), un sisma di scala Richter 8.1 colpì il Perù con epicentro vicino alla costa centrale. Un blocco di ghiaccio si staccò dalla cima del monte El Huascaran (6.768 metri, la cima più alta del Perù) e seppellì la capitale provinciale Yungay sotto uno strato di fango e pietre, uccidendo circa 5.000 persone. In totale ci furono 70.000 morti, 140.000 feriti, più di 500.000 sfollati.

Successivamente si ricordano il terremoto del 2001 e quello di Pisco del 2007 citati al punto 3.2, in quest'ultimo ci furono 519 morti, 1.366 feriti, 650.00 sfollati e 80.000 abitazioni danneggiate.

Dai dati della tabella che segue e da quanto appena esposto, si può definitivamente affermare che l'attività della tettonica a zolle in Perù è frequente e in corso da centinaia di anni. Ma l'aspetto più importante e cruciale è la combinazione della posizione geografica, con la loro tradizione storica costruttiva in terra cruda e la condizione economico-sociale della popolazione. Questo insieme di presupposti ha composto un quadro complesso in cui muoversi.

Tutti questi aspetti sono stati approfonditi in questa prima fase introduttiva, ora si tratta di affrontare il problema in modo più analitico: ingegnandosi per trovare soluzioni che rispettino tutti i vincoli economici, culturali e geografici, e facendo riferimento, d'ora in poi, alla forza dell'esperienza passata, degli studi già fatti e dei numeri. Dopo l'inquadramento del problema, si cercano ora le fondamenta su cui gettare le basi solide della modellazione al computer.

Per un modello che sia coerente e realistico da testare, e che quindi rappresenti una soluzione valida, si ha bisogno di conoscere bene il materiale e la tipologia costruttiva da rappresentare. Ma questo sarà solo il primo passo, abbiamo la fortuna di avere un ampio database di terremoti a cui attingere. Il comportamento dell'Adobe, e quindi i suoi punti deboli, possono essere sviscerati dall'esperienze passate; grazie ad uno studio attento di questo tipo si parte avvantaggiati nella ricerca di una soluzione ottimale. Con l'ulteriore apporto di normative e sperimentazioni già svolte da importanti università straniere, la tesi vuole essere ben argomentata e solida, oltre che completa.

Year	Date	Location	M_W	Fatalities
1619	February, 14	Trujillo	7.7	350
1664	May, 12	Ica	7.3	400
1687	October, 20	Lima	8.5	600
1746	October, 28	Lima		5,000
1821	July, 10	Camana	8.2	162
1868	August, 13	Arica	9.0	25,000
1908	December, 12	Off the coast of central Peru	8.2	unknown
1913	November, 4	Abancay		150
1940	May, 24	Callao	8.2	249
1942	August, 8	Off the coast of central Peru	8.2	30
1943	January 30	Yanaoca		200
1946	November, 10	Ancash	7.3	1,400
1947	November, 1	Satipo	7.3	233
1948	May, 11	Moquegua	7.4	70
1950	May, 21	Cusco	6.0	83
1953	December, 12	Tumbes	7.4	7
1958	January, 15	Arequipa	7.3	28
1960	January, 13	Arequipa	7.5	57
1966	October, 17	Near the coast of central Peru	8.1	125
1968	June, 19	Moyobamba	6.9	46
1969	October, 1	Comas region, Chile	6.4	136
1970	May, 31	Chimbote	7.9	50,000
1974	October, 3	Near the coast of central Peru	8.1	78,000
2001	June, 23	Near the coast of Peru	8.4	138
2001	July, 7	Near the coast of Peru	7.6	1
2005	September, 26	Northern Peru	7.5	5
2006	October, 20	Near the coast of central Peru	6.7	unknown
2007	August, 15	Near the coast of central Peru	8.0	514

Tabella 3-1 Elenco dei terremoti più significativi dal 1619 al 2007 in Perù. Fonte: United States Geological Survey. Posizione, magnitudo e fatalità sono dati approssimati dedotti dalla informazioni disponibili al momento del terremoto.

4 Tecnica costruttiva: l'Adobe in Perù

4.1 Il materiale

Il primo aspetto da analizzare è il materiale. Premessa importante: l'obiettivo è studiare il comportamento delle case in Adobe in Perù. Quindi una specifica modalità costruttiva, che verrà approfondita e esaminata più avanti, e una precisa posizione geografica. Fino ad ora è stata analizzata la storia della terra cruda in generale, quindi varie tecniche costruttive: Adobe, Pisé e Quincha sono le principali. Il termine Adobe è spagnolo e proviene dalla parola araba *atob*, che letteralmente significa mattone seccato al sole. Da questo punto in avanti sarà lui il soggetto principale della trattazione.

4.1.1 Proprietà meccaniche

Gli strumenti che possiedo per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'Adobe sono molteplici. Diversi brillanti studiosi, ormai, hanno approfondito l'argomento, ma parte di questa tesi è proprio il particolare contesto a cui si è legata per garantire un lavoro con un senso e non generalista. Quindi le uniche fonti a cui farò riferimento in questo paragrafo saranno quelle che considerano l'Adobe peruviano. Più precisamente, mi verranno in aiuto la Normativa Nazionale del Perù e le sperimentazioni svolte dalla Pontificia Universidad Catolica del Perù (PUCP) nel corso degli anni. In realtà, come vedremo, sono proprio quest'ultime che hanno plasmato e continuano a influenzare la Normativa, quindi si implicano a vicenda.

4.1.1.1 Il Reglamento Nacional de Edificaciones del Perù

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dell'Adobe, quindi, inizialmente esploriamo il *Reglamento Nacional de Edificaciones* del 2006 del *Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento* peruviano che è stato redatto proprio in virtù delle sperimentazioni fatte nella PUCP.

La norma prevede che gli edifici non subiscano alcun danno significativo in caso di terremoti di bassa intensità, che i danni siano facilmente riparabili in caso di terremoti moderati e che le strutture non collassino durante le scosse più violente. Tuttavia, viene riconosciuto che la terra è un materiale da costruzione pesante, debole e fragile; deve quindi essere previsto un adeguato rinforzo ed evitato in tutti i modi il collasso improvviso. La prima Normativa peruviana riguardante l'Adobe fu approvata nel 1985 e fu poi cruciale per la redazione delle Guidelines della International Association for Earthquake Engineering e delle Normative di India e Nepal.

All'**Articolo 1** del capitolo dedicato alle *Normas Legales* per l'Adobe, la Normativa precisa che il suo obiettivo è progettare edifici di interesse sociale e a basso costo, che resistano all'azione sismica evitando la possibilità di collasso fragile.

L'**Articolo 2** sottolinea che la Normativa prevede un comportamento elastico della struttura e pertanto si limita a questo. Gli edifici in zona sismica 3 devono essere massimo a un piano, mentre in zona sismica 1 e 2 si può costruire fino a due piani. Tuttavia, sopra il primo piano di Adobe, potrà essere sovrapposta una struttura in Quincha o similare. Infine, ricorda l'influenza del suolo su cui si costruisce e l'importanza di adeguati rinforzi strutturali.

Figura 4.1 Suddivisione in zone a diverso rischio sismico della Normativa del Perù.

All'**Articolo 4** *Requisitos Generales* si determina l'appropriata granulometria dell'unità di Adobe: argilla 10 – 20%, limo 15 – 25% e sabbia 55 – 70% e le dimensioni: per Adobe rettangolari una dimensione deve essere approssimativamente il doppio dell'altra, l'altezza deve essere circa un quarto della larghezza e l'altezza deve essere possibilmente maggiore di 8 cm.

Nell'**Articolo 5** si descrive molto brevemente il pessimo comportamento delle strutture in Adobe in caso di sisma e si presenta un metodo di verifica molto simile al criterio delle forze statiche equivalenti presente nella Normativa Italiana. Il Perù viene suddiviso in tre distinte zone di pericolosità sismica, a cui corrispondono determinati coefficienti. Con pochi passaggi si determina la forza orizzontale secondo cui verificare la struttura.

Nell'**Articolo 6 e 7** vengono nuovamente suggeriti criteri di buona progettazione dell'edificio e anche possibili rinforzi. Si esaminano nello specifico: il tetto, le murature e le fondamenta. Disegni semplici chiarificano la disposizione dei mattoni nella muratura, in caso di Adobe rinforzato con armature verticali o meno. Si discutono le dimensioni delle aperture e la composizione della malta: con o senza cemento.

L'**Articolo 8** *Esfuerzos admisibles* fornisce i valori da considerare nella progettazione: "I processi per l'ottenimento degli sforzi ammissibili di progetto considerano l'aleatorietà dei materiali usati. Con fine la progettazione si considereranno i seguenti sforzi minimi:"

- *Resistenza a compressione dell'unità:*

$$f_0 = 12\frac{kg}{cm^2} = 1{,}2\ MPa$$

"La resistenza a compressione dell'unità si determina testando provini cubici i cui lati saranno uguali alla minor dimensione dell'unità di Adobe. Il valore di sforzo resistente si ottiene in base all'area della sezione trasversale. Vanno testati un minimo di 6 cubi, definendo la resistenza ultima f_0 come il valore che supera del 80% i provini testati. I provini verranno utilizzati completamente secchi, essendo il valore di f_0 minimo accettabile pari a 12 kg/cm^2. La resistenza a compressione della unità è indice della qualità di quest'ultima e non della muratura."

- *Resistenza a compressione della muratura:*

"La resistenza della muratura può determinarsi con dei test in opera su una porzione di muratura. La muratura deve essere composta da un numero intero di Adobe necessari per ottenere un coefficiente di snellezza (altezza/spessore) λ dell'ordine approssimativamente di 3, facendo particolare attenzione alla verticalità. Il numero minimo di Adobe è di 4 e lo spessore dei giunti di 2 *cm*. Mediante questo test si giunge allo sforzo ultimo di compressione della muratura f'_m, considerando quel valore che supera 2 delle 3 murature testate. Lo sforzo ammissibile a compressione del muro f_m si otterrà come:"

$$f_m = 0{,}25 \cdot f'_m$$

"Dove f'_m è lo sforzo di compressione ultima della muratura."

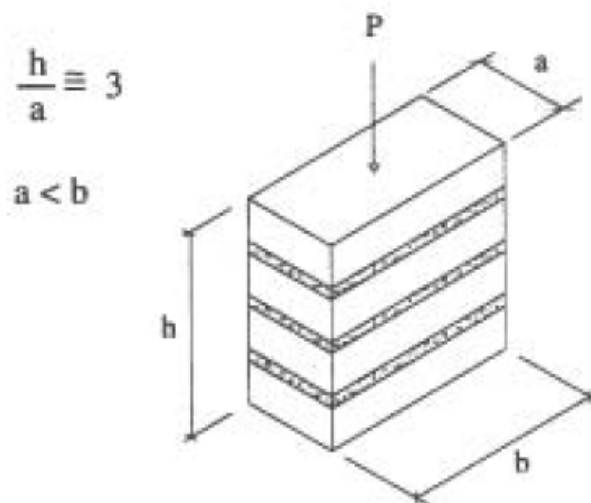



Figura 4.2 Test di compressione della muratura di Adobe, secondo la Normativa del Perù.

"In alternativa, quando non è possibile effettuare test sui provini, si può usare il seguente sforzo ammissibile:"

$$f_m = 2\frac{kg}{cm^2} = 0{,}2\ MPa$$

- *Resistenza a compressione per schiacciamento:*

"Lo sforzo ammissibile della compressione per schiacciamento è di: $1{,}25 \cdot f_m$"

- *Resistenza a taglio della mutatura:*

"La resistenza al taglio della muratura si può determinare con test di compressione diagonale in opera. Bisogna testare un minimo di 3 provini. Lo sforzo ammissibile V_m si ottiene dall'espressione:"

$$V_m = 0{,}4 \cdot f_t'$$

"Dove f'_t è lo sforzo ultimo della muratura testata.

Questo valore sarà superato per 2 dei 3 provini esaminati."

$$f_t' = \frac{p}{2ae_m}$$

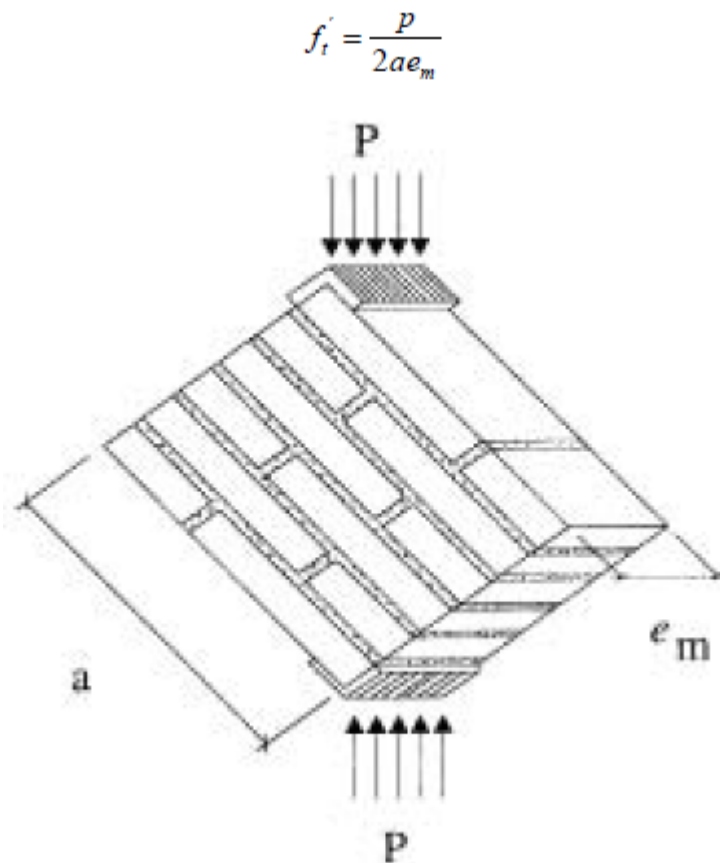



Figura 4.3 Test per valutare la resistenza a taglio della muratura di Adobe, dala Normativa del Perù.

"In alternativa, quando non è possibile realizzare test di laboratorio su campioni di muratura, lo sforzo ammissibile adottato sarà:"

$$V_m = 0{,}25 \frac{kg}{cm^2} = 0{,}025\ MPa = 25\ KPa$$

4.1.1.2 Le sperimentazioni della Pontificia Universidad Catolica del Perù

La PUCP è una delle più importanti università di Lima. Ha iniziato la sua ricerca nel campo del Adobe nel 1972, migliorando senza sosta le tecniche di laboratorio e le tecnologie adoperate. Sono stati condotti test su tavole vibranti, che simulano il terremoto su provini di media e grande scala, e sono stati testati vari tipi di rinforzo: dal bamboo alla maglia di propilene. L'impegno dell'Università è volto anche all'aspetto sociale, non è solo meramente ingegneristico. La PUCP è sempre intervenuta dopo eventi catastrofici con analisi dettagliate e tempestive, proponendo di volta in volta soluzioni e anche mettendole in opera. In tutto il mondo solo poche Università e laboratori stanno studiando il comportamento delle costruzioni in Adobe soggette al sisma, tra queste si citano: la Pontificia Universidad Catolica del Perù, University di Aveiro in Portogallo, Università della Basilicata, The Getty Conservation Institute in USA, Stanford University in USA, Insitute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology nella Repubblica di Macedonia e Saitama University in Giappone.

Un esempio sono i diversi manuali di costruzione da distribuire alla popolazione, per migliorare il comportamento della loro casa al sisma. Proprio a questi libretti di istruzione farò riferimento più avanti, nella descrizione della "casa tipo" dei paesi in via di sviluppo. Gli autori, infatti, hanno perfettamente tenuto conto delle tradizioni locali e delle scarse risorse disponibili. Più avanti farò nuovamente ricorso ad articoli redatti dai professori della PUCP in merito alla sperimentazione sui metodi di rinforzo delle abitazioni in Adobe, tema che hanno esaminato molto in profondità.

In un articolo della nona World Conference on Earthquake Engineering (WCEE) che si è tenuta a Tokyo[4] Julio Vargas, Daniel Torrealva e altri professori del Dipartimento di Ingegneria della PUCP hanno riassunto la ricerca necessaria per scrivere le basi del codice del Perù (i risultati della loro ricerca pluriennale sono stati poi approvati dal Nation Institute of Research and Standards for Housing (ININVI)).

In questa pubblicazione accademica viene sottolineata l'importanza di certi additivi nel mattone: almeno l'1% di fibre di paglia lunghe circa 50 *mm* dovrebbe essere aggiunto nell'impasto, per limitare la fessurazione e diminuire il peso (come consigliato nella norma). La resistenza a taglio della muratura è stata assunta dalla Normativa pari a 25 *kPa*, anche se varie analisi di laboratorio condotte dalla PUCP hanno ottenuto risultati anche superiori ai 50 *kPa*. Tuttavia, i provini testati non possono essere assunti come rappresentativi della realtà, perciò ogni raccomandazione in Normativa è volutamente conservativa.

---

[4] J. BARIOLA – J. VARGAS – D. TORREALVA – G. OTTAZZI, Earthquake-resistant provisions for Adobe construction in Perù, 9 WCEE, Tokyo – Kyoto, 1988

La resistenza massima in termini di sforzo durante un *bending test* (prova a flessione su tre punti) è stata assunta pari a 40 *kPa*. Purtroppo, c'è poca ricerca su questo valore che è stato preso come valido in caso di assenza di paglia nell'impasto e nella malta, e testato sotto carico statico. Per evitare il collasso per flessione del muro fuori piano sono stati dati limiti di altezza molto conservativi.

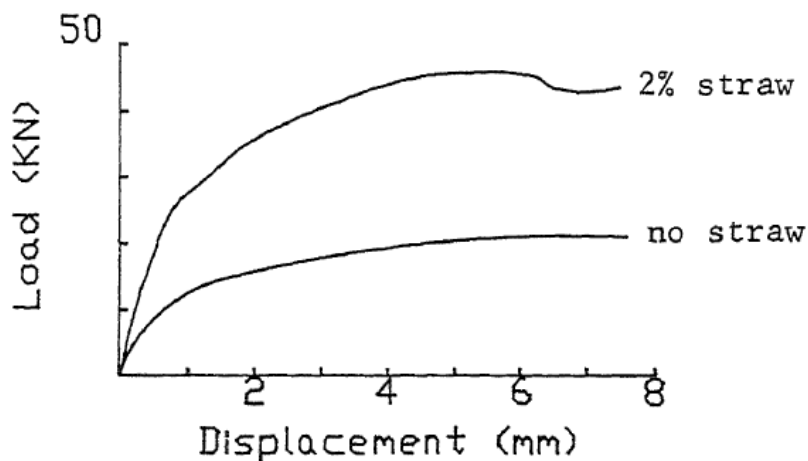



Figura 4.4 Diagramma carico/spostamento da lateral loading test, che evidenzia l'utilità di fibre di paglia come additivo.

La filosofia della Norma è quella di consentire il collasso della muratura a taglio e di evitare il collasso fuori piano del muro. Per evitare una rottura fragile a taglio, però, l'uso di rinforzi strutturali diventa obbligatorio. Le conclusioni risalenti al 1988, quindi, sono che il codice peruviano abbia ben incorporato le tradizioni del passato, suggerendo l'utilizzo della paglia nell'impasto di malta e mattoni, e che un rinforzo di canne di legno sia necessario per evitare il ribaltamento fuori piano dei muri. Ma evidenzia anche il fatto che molti valori siano conservativi e che la Norma si rivolge alle abitazioni da costruire in città, tralasciando la realtà suburbana e rurale.

In un articolo[5] del 2006 Julio Vargas, Marcial Blondet e Nicola Tarque sono molto più incisivi nel far risaltare i limiti della corrente Normativa del Perù. Dapprima si mette in evidenza la necessità di un aumento del coefficiente del suolo (definito nella Norma) per costruzioni in Adobe su terreni soffici, dato il loro comportamento nettamente migliore su terreni rocciosi. In seguito, però, l'attacco più duro va verso l'ignoranza dimostrata nell'aver trascurato la maggior parte della popolazione peruviana, che vive in case autocostruite totalmente all'oscuro della Normativa.

Lo scopo, sottolineano gli autori, dovrebbe essere quello di garantire la sicurezza di tutti, stando attenti alle realtà sociali e alle condizioni economiche di ciascuno. Il codice si concentra su costruzioni progettate da un ingegnere e in città; inoltre, come mi ha fatto notare la professoressa Gaby Ruiz Petrozzi della UDEP (Universidad de Piura), trascura totalmente l'esistente. Una grossissima fetta del patrimonio culturale del Perù è in terra

[5] J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET – N. TARQUE, The Peruvian Building Code for Earthen Buildings, per Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006

cruda, oltre che la maggior parte delle abitazioni: palesemente i nuovi edifici in terra rappresentano una minoranza. In caso di terremoti i maggiori disastri avvengono nelle città più povere o nei sobborghi dei centri più grandi, ovviamente già costruiti. Nella Normativa dovrebbero essere presenti delle nozioni che regolamentino il rinforzo strutturale per l'Adobe esistente, meglio ancora se si tengono conto le scarse disponibilità locali. Bisogna essere aderenti alla realtà, allo stato di fatto.

Proprio per fare ciò l'idea degli autori è quella di affiancare alla Normativa dei manuali indirizzati a tutte quelle persone che non conoscono o non usano i codici della Normativa, e di avviare campagne che sponsorizzino e distribuiscano questi manuali alla popolazione. Sfruttando i media, i governi locali e le varie associazioni bisogna coinvolgere le persone e guadagnarsi la loro fiducia, magari organizzando anche piccoli corsi di formazione aperti a tutti.

La conoscenza acquisita in anni di sperimentazione e di terremoti, tradotta in formule nella Normativa, va ora nuovamente decifrata in semplici e dirette raccomandazioni. Quest'ultime dovranno essere facilmente comprese e messe in pratica da persone con poche risorse tecnologiche e in ristrettezze economiche. Tuttavia non si deve raggiungere una performance minore nello sforzo di raggiungere più gente possibile, la qualità deve rimanere alta, soprattutto nelle zone più popolate.

"Tutto ciò non può avvenire senza un adeguato supporto politico del governo. La comunità professionale, comunque, ha la responsabilità di divulgare agli *Adoberos* la sua conoscenza, per mitigare i rischi di danneggiamenti o perdite di vite nelle case in Adobe in zona sismica, che ad oggi ha raggiunto livelli inaccettabili."[6]

Nel 2010 il governo del Perù ha redatto un manuale tecnico di supporto alla Normativa[7] che illustrasse i procedimenti basici per una costruzione sicura e salubre delle case in Adobe. L'obiettivo è riuscirci mantenendo i costi bassi e utilizzando materiali accessibili. In realtà il manuale ripercorre la Normativa in modo più semplice, ma insistendo sull'Adobe Stabilizzato (cioè con cemento nell'impasto) e su rinforzi strutturali di varia origine. Vedremo un esempio di manuale nel paragrafo che descrive la tipologia costruttiva nello specifico (§ 4.2).

Le proprietà meccaniche del materiale riportate finora fanno riferimento esclusivamente alla Normativa del Perù ed agli articoli della PUCP ad essa correlati. Questi dati sono, quindi, quelli accettati e adottati dal governo, in quanto conservativi e sicuri. Nel settimo capitolo, dedicato alle sperimentazioni, saranno riassunti i tratti salienti dei test di laboratorio eseguiti sul materiale Adobe e compiuti nel corso della storia della PUCP. Lo scopo è quello di caratterizzare al meglio le sue proprietà elastiche e inelastiche, soprattutto ai fini della modellazione.

---

[6] J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET – N. TARQUE, The Peruvian Building Code for Earthen Buildings, per Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006

[7] Edificaciones Antisismicas de Adobe. Manual de construccion. Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento, Perù, 2010

4.1.2 Caratteristiche progettuali (qualità acustiche, termiche,…)

Per la valutazione delle prestazioni dei manufatti in Adobe consideriamo vantaggi e svantaggi di questa tipologia costruttiva:

Vantaggi:

- *Accumulo di calore*
  La presenza di grandi masse di terra non alleggerita consente l'accumulo di calore nelle murature interne e esterne. Il miglior rendimento di questa proprietà si ottiene con manufatti in blocchi posti a Sud.
- *Isolamento acustico*
  I blocchi formati, essendo dotati di elevata massa, consentono un buon isolamento dai rumori.
- *Isolamento termico*
  Come tutti i materiali pesanti la terra conserva il calore. Quindi, in zone climatiche in cui lo sbalzo termico è elevato l'Adobe bilancia bene la temperatura interna.
- *Resistenza al gelo*
  L'Adobe ha una buona resistenza al gelo. Inoltre la preformazione e preessicazione dei mattoni fanno sì che questi possano essere assemblati in tutte le stagioni senza temere i geli invernali.
- *Resistenza agli attacchi biologici*
  La resistenza dipende dalla compattezza ed omogeneità dei blocchi, nonché dall'assenza di inerti di tipo organico, generalmente evitata dallo scarto dei primi 30 cm di suolo nella scelta della terra adatta all'impasto. E' necessaria una grande attenzione nell'esecuzione, affinché non siano lasciate cavità. Un ulteriore intervento di protezione è costituito dall'applicazione dell'intonaco.
- *Bilancia l'umidità*
  La terra cruda è in grado di assorbire e lasciar andare l'umidità più velocemente e col più ampio range di tutti i materiali da costruzione. Esperimenti all'Università di Kassel in Germania, al Building Research Institute, hanno dimostrato che quando in una stanza l'umidità impenna dal 50% al 80% i mattoni non cotti sono in grado di assorbire 30 volte l'umidità assorbita dai mattoni cotti in un periodo di 2 giorni. L'Adobe, anche se sta per 6 mesi in una stanza al 95% di umidità, non perde stabilità e la superficie non si bagna.
- *Facilità operativa*
  La maggiore specializzazione è richiesta nella realizzazione dell'impasto, mentre la fase di formatura ed essiccamento dei mattoni richiedono grande attenzione, ma non particolari conoscenze. Questa tecnica non richiede particolari investimenti iniziali, quindi si rivela particolarmente adatta a esperienze di autocostruzione. Inoltre i blocchi sono facilmente modificabili con l'utilizzo di una sega, potendo con facilità ottenere pezzi speciali.

- *Manutenzione*
  Nel caso di erosione delle superfici (uno dei danni più frequenti) è relativamente agevole intervenire per risanare, tramite inserti realizzati in opera con lo stesso impasto del blocco. E', tuttavia, fondamentale dare sempre importanza alla manutenzione.
- *Affidabilità*
  Se ben eseguita e in assenza di eventi esogeni (per esempio infiltrazioni dal tetto, risalita capillare dal basamento o cedimenti differenziali delle fondazioni), la muratura di Adobe presenta nel tempo una bassa probabilità al guasto.
- *Durabilità*
  Gli edifici in Adobe, se ben protetti, possono avere durate anche lunghe. Come testimoniano le costruzioni giunte fino ai giorni nostri da centinaia, a volte migliaia, di anni.
- *Comportamento al fuoco*
  I blocchi sono praticamente incombustibili e molte normative (e.g. quella tedesca) li considerano tali.
- *Salubrità*
  Se la terra utilizzata per la realizzazione dei mattoni proviene da una zona controllata, non radioattiva e senza contenuti tossici, le ricerche effettuate non hanno rilevato emissioni dannose per la salute degli abitanti. Particolare attenzione deve invece essere riservata alla scelta di eventuali stabilizzanti.
- *Benessere*
  L'inerzia termica garantisce una temperatura interna costante, soprattutto in caso di pareti a più teste.
- *Riutilizzabilità e riciclabilità*
  I mattoni formati, se assemblati con malta di terra cruda, possono essere facilmente disassemblati, puliti e riutilizzati. La polvere di malta stessa può essere umidificata e riusata sul posto. Nel caso di dismissione della parete l'Adobe nel tempo si scioglie tornando terra coltivabile.
- *Impatto ambientale*
  Il grande quantitativo di terra necessario per le realizzazioni ottenute con questa tecnica può comportare problemi qualora gli scavi del materiale siano fatti in modo sconsiderato. D'altra parte però, questa tecnica, poiché permette di realizzare murature portanti interamente in terra, riduce notevolmente l'utilizzo di altri materiali naturali (e.g. il legno) o artificiali (cemento).
- *Risparmio energetico*
  Per preparare, trasportare e maneggiare la terra fino al sito di costruzione viene usata solo l'1% di energia necessaria per compiere le stesse operazioni per i mattoni cotti o per il calcestruzzo armato. Inoltre, non produce inquinamento ambientale.
- *Costo*
  La terra usata per la formazione dei mattoni proviene da uno scavo spesso adiacente al sito scelto per la costruzione della casa. Anche se ci fosse bisogno di

trasportarla da un altro luogo, i costi sarebbero comunque immensamente inferiori a quelli di altre tipologie costruttive.

- *Ideale per l'autocostruzione*
  Grazie al basso costo e alla facilità operativa, l'Adobe è molto adatto nei paesi in via di sviluppo per l'autocostruzione. Generalmente c'è un capomastro più esperto che dirige le operazioni, ma il materiale è già tutto a disposizione e serve solo accortezza e precisione.

Come ulteriore argomentazione si riportano dati riguardati le caratteristiche fisiche dei mattoni di Adobe, fonte: CRATerre, 1989 e *Costruire con la terra*, 2001.

Caratteristiche	Valore	Note
Peso specifico [kg/m^3]	1400 – 1900	I mattoni crudi possono variare di peso in relazione alla quantità di fibre
Calore specifico [kJ/kg K]	0,85	Per 1400 – 1600 kg/m^3
Coefficiente di conduttività termica [W/m K]	0,46 – 0,81	Per 1400 – 1600 kg/m^3
Coefficiente di abbattimento acustico [dB]	50	Per un muro di 20 cm di 2000 kg/m^3
	55	Per un muro di 40 cm di 2000 kg/m^3
Coefficiente di permeabilità al vapore μ	5 – 10	Per 1400 – 2000 kg/m3 a 20 °C
Resistenza al fuoco [F] (F=R)	F 180	Per un muro di 25 cm di 2000 kg/m^3
	F 120	Per un muro di 15 cm di 2000 kg/m^3
	F 90	Per un muro di 12,5 cm di 2000 kg/m^3
	Incombustibile	Per >1700 kg/m^3

Tabella 4-1 Caratterizzazione dell'Adobe. Fonti: Craterre [1989] e Gianni Scudo [2001].

Svantaggi:

- *Flessibilità*
  La flessibilità delle costruzioni in Adobe è paragonabile a quella di una comune muratura in laterizio, quindi molto bassa.

- *Peso*
  Varia dai 1400 ai 1900 Kg/m^3, aiuta la resistenza al fuoco e l'isolamento termico e acustico, ma in caso di terremoto aumenta le forze inerziali e, combinato alla scarsa flessibilità, rende la costruzione in Adobe non sicura.
- *Non è un materiale da costruzione standardizzato*
  A seconda del sito da cui si preleva la terra cruda, il mattone di Adobe avrà differenti percentuali di argilla, limo, sabbia e aggregati. Di conseguenza le sue caratteristiche e la preparazione del corretto *mix design* possono variare di sito in sito. Anche per questo motivo, nei manuali dedicati ai paesi in via di sviluppo sono indicati semplici test per verificare che le proporzioni e il comportamento del mattone siano corrette.
- *Fessurazione*
  A causa dell'evaporazione dell'acqua richiesta nella preparazione dell'impasto (utile per renderlo lavorabile e per garantire l'adesione dei vari componenti) si formano fessure di varia entità. Generalmente per l'Adobe si deve mantenere tra lo 0,4% e il 2%. Anche in questo caso ci sono semplici prove da fare per verificare di essere nei limiti consentiti, in assenza di prove in laboratorio. Usualmente per ridurre lo *shrinkage* bisogna diminuire la quantità di argilla e acqua nell'impasto, ottimizzare la granulometria degli aggregati e in caso aggiungere additivi (come la paglia).
- *Piogge*
  La terra cruda non è *water-resistant*. Uno dei problemi maggiori sono gli eventi atmosferici (e.g. El Niño o anche banali piogge), l'unico modo per ovviare al problema è un'adeguata copertura e manutenzione frequente.

4.2 Tipologia costruttiva e descrizione casa tipo

Come è stato già detto nell'introduzione storica all'Adobe, le abitazioni povere in terra cruda sono molto simili in ogni parte del mondo: un piano di altezza, regolare in pianta, una o due stanze, cucina e servizi igienici all'aperto, poche aperture ben distribuite. Ora per studiare a fondo il comportamento dell'Adobe ci concentreremo su una tipologia in particolare, esaminandone le varie fasi costruttive.

E' fondamentale che la struttura che verrà studiata sia aderente alla realtà, per fare ciò mi affido ai manuali redatti dalla PUCP[8] e dal governo peruviano[9] destinati alla popolazione

---

[8] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – A. RUBINOS, Manual de construccion con Adobe reforzado con geomallas. Deviviendas de bajo costo saludables y seguras, Lima, Marcial Blonde Editor, 2010
R. MORALES – R. TORRES CABREJOS – L. A. RENGIFO – C. IRALA CANDIOTTI, Manual para la construccion de vivendas de Adobe, Lima, Universidad Nacional de Ingenieria, 1993
J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – M. BLONDET, Construccion de casas saludables y sismorresistentes de Adobe reforzado con geomallas. Zona de la costa, Lima, Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica del Perù, 2007.
J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – M. BLONDET, Construccion de casas saludables y sismorresistentes de Adobe reforzado con geomallas. Zona de la sierra, Lima, Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica del Perù, 2007.

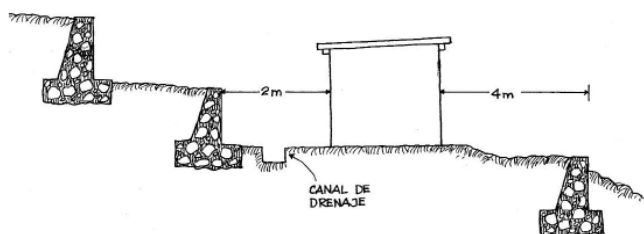
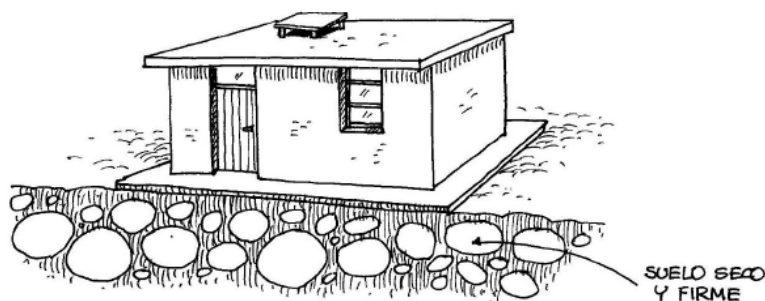
(già frutto di studi approfonditi) e alla mia personale esperienza in Perù. E' ovvio che i manuali siano già un traguardo, un punto di arrivo, rispecchiano bene la tradizione locale ma hanno già in sé accorgimenti strutturali che, anche se a volte sono banali, non sempre corrispondono alla realtà. Per questo cercherò di procedere in parallelo, indicando le caratteristiche "antisismiche" che già appartengono alla tradizione peruviana e le novità, invece, date dai manuali, in modo da "depurare" i manuali da ogni influenza professionale che nella pratica ancora non c'è. Parte della tesi, infatti, sarà proprio trovare rinforzi plausibili e verificare la loro performance.

E' importante specificare che la descrizione della tipologia costruttiva che segue ha in sé una serie di accortezze che nella realtà non sono seguite, mano a mano verrà specificato quali sono suggerimenti dei manuali destinati alla popolazione e quale invece è la realtà costruttiva. Essendo, comunque, fondamentale capire come andrebbero realizzate le case in Adobe sono stati riportati tutti i passi consigliati dalle autorità, accompagnati, però, da immagini che descrivano lo stato di fatto.

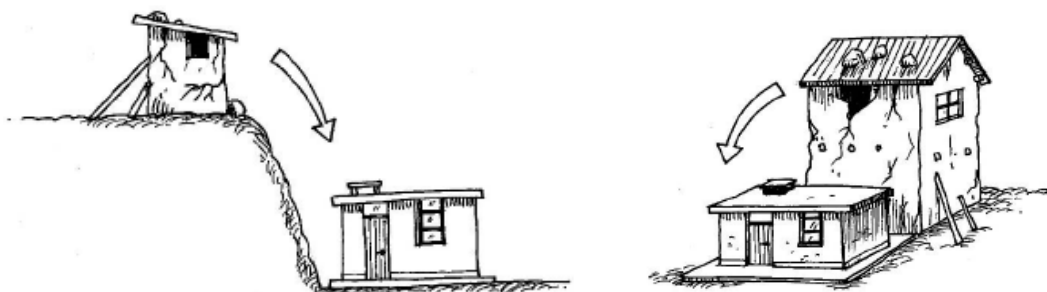
Di seguito si presentano, quindi, le fasi di costruzione di una casa in Adobe.

4.2.1 Scelta dell'ubicazione

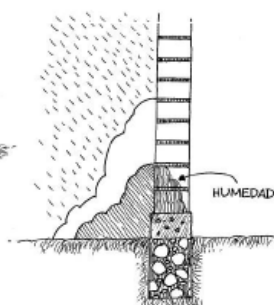
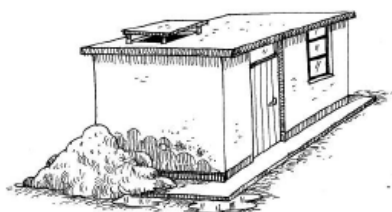
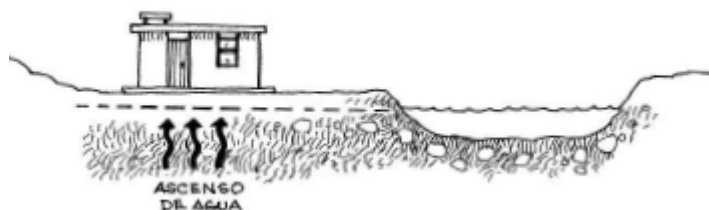
Secondo la maggior parte dei manuali il primo passo necessario è la scelta dell'ubicazione dell'abitazione in funzione di tutti i possibili pericoli provenienti dal territorio.

1) Il suolo su cui costruire deve essere secco, fermo e resistente, vale a dire non soffice, di limo o argilla (che si espande con l'acqua), bensì roccioso. I terreni formati da depositi o da argilla sono instabili in caso di piogge o rigonfiano. Questo tipo di suolo amplifica le onde generate dal terremoto.

2) Su pendii inclinati è opportuno costruire muri di contenimento per impedire che frane o detriti danneggino la casa. E' importante, anche, il posizionamento di un canale di drenaggio che scoli l'acqua in caso di piogge e non intacchi i muri della casa.

[9] Edificaciones Antisismicas de Adobe. Manual de construccion. Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento, Perù, 2010

3) Non costruire al lato o sotto case antiche con danni evidenti e pericolo di collasso, soprattutto se hanno due o più piani che possono rovinare sopra la nuova costruzione anche in caso di terremoto lieve.

4) Non costruire vicino a zone inondabili o in luoghi in cui ci sono state frane negli anni precedenti. Il terreno deve essere geologicamente stabile e se possibile lontano anche da industrie o zone propense a produrre contaminazione ambientale.

5) Non costruire su terreno di rincalzo, macerie o vecchie discariche.

6) Non costruire in luoghi in cui ci sia risalita capillare d'acqua o zone con falda acquifera alta.

7) Non lasciare depositi di sabbia, terra, calcestruzzo o pietra appoggiati sulla parete della casa, perché in caso di pioggia trasmetteranno umidità al muro, indebolendolo.

4.2.2 Utensili necessari

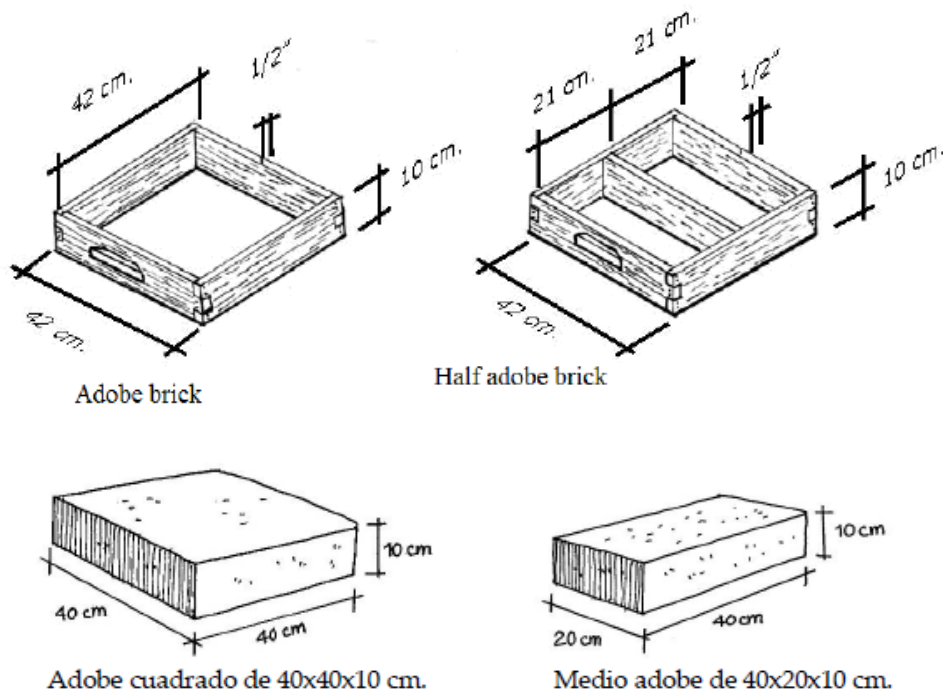



Figura 4.5 Tipologia di Adobe tradizionali e relativi stampi.

E' importante ricordare che una cassetta senza il fondo è più pratica per formare i mattoni di Adobe. La Normativa peruviana più recente impone una lunghezza di 40 cm per un'altezza di 8 cm. In realtà non essendo uno strumento standardizzato nella pratica i mattoni di Adobe variano di dimensione, rimanendo, approssimativamente, dello stesso ordine di grandezza. Inoltre, dato che il mattone seccandosi si ritira, le sue dimensioni finali saranno inferiori a quelle del bordo interno degli stampi.

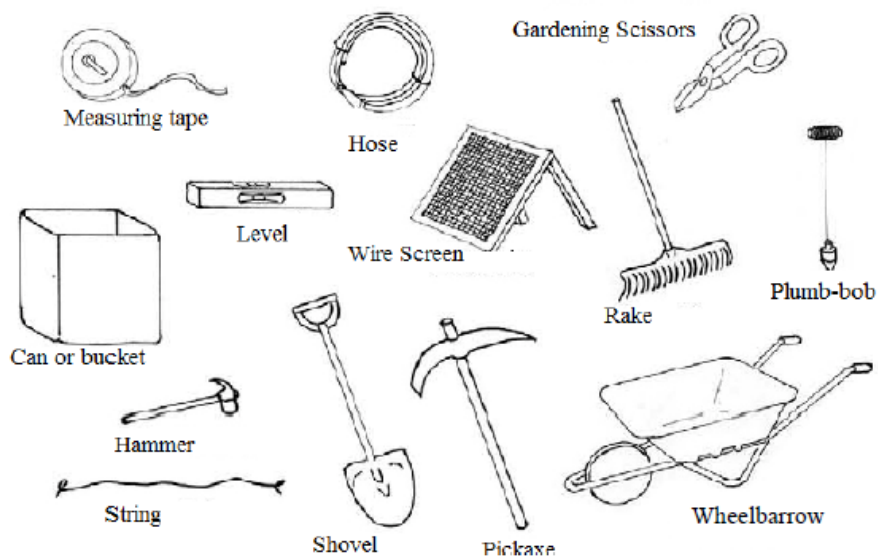



Figura 4.6 Strumenti utili per la fabbricazione di una casa in Adobe.

4.2.3 I mattoni di Adobe

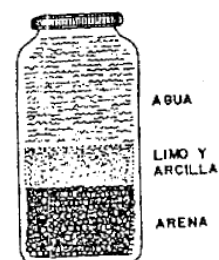
La terra per fabbricare l'Adobe dovrebbe essere formata dal 25 al 45% di limo e argilla e il resto di sabbia. La proporzione massima di argilla è dal 15 al 17%. Tutti questi numeri non sono, palesemente, verificabili in campagna. Per questo sono nate una serie di prove empiriche molto semplici e pratiche che danno un riscontro immediato sulla bontà della terra.

Figura 4.7 Muro di Adobe abbandonato a Piura la Vieja.

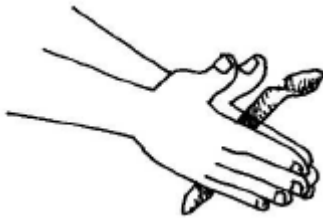
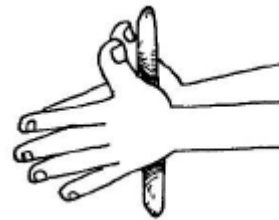
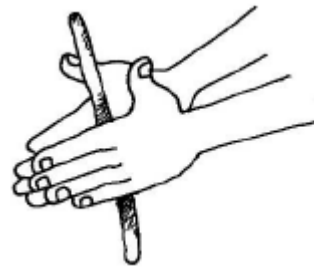
4.2.3.1 Prova della bottiglia (granulometria)

Serve per determinare le proporzioni dei componenti principali (sabbia, limo e argilla) della terra.

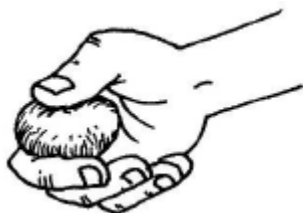
Bisogna riempire di terra già setacciata una bottiglia con bocca e collo ampio di un litro di capacità fino a metà della sua altezza. Riempire la parte restante con acqua limpida. Agitare vigorosamente la bottiglia fino a che tutte le particelle della bottiglia siano in sospensione. Poggiare la bottiglia in piano e aspettare, le particelle di sabbia si depositeranno immediatamente, il limo e l'argilla ci metteranno alcune ore.

Infine, misurare gli strati che si sono formati nella bottiglia per determinare le proporzioni. La quantità di sabbia deve essere da 1,5 a 3 volte la quantità di limo e argilla. Per esempio ad un'altezza di 3 cm di limo e argilla corrisponde uno strato di sabbia che può andare dai 4,5 ai 9 *cm*.

4.2.3.2 Prova del *rollito* (plasticità)

Serve per determinare la qualità della terra e ci permette di sapere se il rapporto tra argilla e sabbia è corretto. La prova consiste nel formare un cilindro di terra umida di diametro 1,5 *cm* circa mediante sfregamento con le mani. Si possono presentare tre casi diversi:

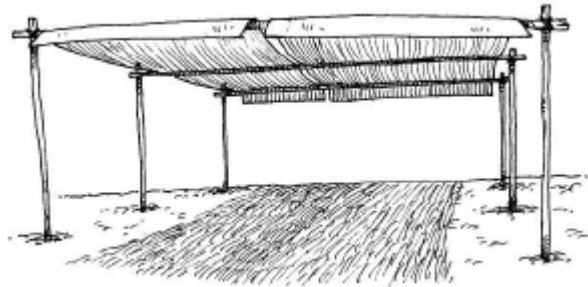
1) Il cilindro si rompe tra i 5 e i 15 *cm* di lunghezza, la terra ha l'adeguata quantità di argilla e sabbia ed è ottimale per fare gli Adobe.

2) Il rotolino si rompe prima del raggiungimento dei 5 *cm* di lunghezza, la terra ha troppa sabbia. Bisogna reintegrare l'argilla e fare un'altra prova.

3) La lunghezza limite di 15 *cm* viene superata, la terra ha troppa argilla. Bisogna aggiungere sabbia e ritestare l'impasto.

4.2.3.3 Prova della *bolita* (resistenza)

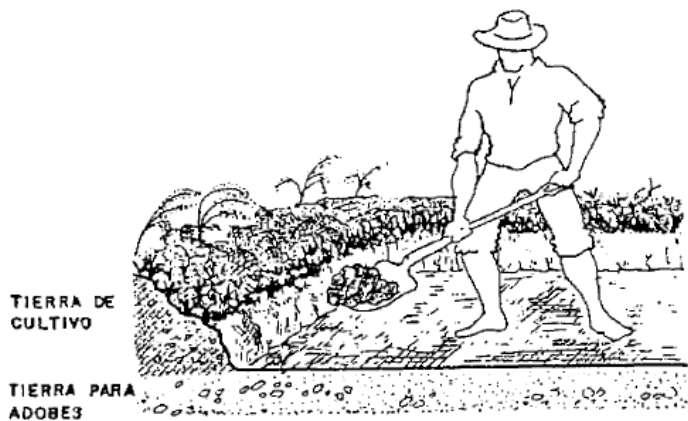
Si prende un po' di terra umida e con le mani si formano cinque palline di circa 2 *cm* di diametro. Dopodiché, si fanno seccare le *bolitas* all'ombra per 2 giorni.

Quando si sono asciugate si cerca di romperle comprimendole tra il pollice e l'indice: se la pallina non si rompe la terra ha sufficiente argilla ed è adatta a formare Adobe resistenti, in caso contrario non c'è abbastanza argilla e va rifatta la prova con un'altra terra.

Alcuni manuali suggeriscono l'aggiunta di cemento o di asfalto alla composizione dell'Adobe, per migliorare il suo comportamento all'acqua, la resistenza e la durabilità. Questo aumenta il prezzo da 3 a 5 volte, un'alternativa meno costosa sono additivi naturali disponibili in loco. Vedremo che generalmente l'unico additivo aggiunto, solo a volte, è la paglia, utile contro la fessurazione.

4.2.3.4 Costruzione del *tendal*

Il *tendal* non è altro che un luogo piano e pulito dove si fanno i mattoni di Adobe per la casa.

Si livella e compatta il terreno pestandolo accuratamente, dopodiché si sparge un sottile strato di sabbia. Se è possibile si copre la zona con un telo di plastica, questo servirà a proteggere i mattoni di Adobe dal sole, per evitare che si fessurino.

4.2.3.5 Preparazione dell'impasto dei mattoni di Adobe

Per la preparazione dell'impasto, che poi sarà fango, è necessaria una buona terra. I test visti in precedenza vengono considerati superati con successo, a quella terra vengono aggiunte fibre di paglia lunghe circa 5 *cm*. Questo accorgimento è riportato ovunque, in quasi tutti i manuali e in Normativa, il suo effetto benefico in ambito di resistenza strutturale è ampiamente verificato, eppure non è assolutamente detto che venga rispettato. Si ricorda che i primi 30 *cm* circa di suolo vanno scartati, il primo strato considerato fertile e organico non è adatto ai fini strutturali. Quest'ultimo può essere riconosciuto dal colore (più scuro) o addirittura dal sapore.

1) Si setaccia la terra, quella che viene usata per l'impasto e che diventerà fango deve essere pulita, senza pietre o radici di piante.

2) Si forma una sorta di montagna con la terra setacciata e si versa l'acqua nella cavità formata in cima, finché non si forma il *barro*, ossia il fango. Una volta ottenuto questo impasto si lascia riposare per almeno 24 ore (2 giorni secondo altri manuali).

3) Si prepara una miscela con le seguenti proporzioni:
    a) 5 parti di *barro* già lasciato a riposare
    b) 1 parte di sabbia
    c) 1 parte di paglia di 5 cm di lunghezza
    d) ½ parte di acqua

Come paglia si intendono anche erba secca o fibre derivanti dal grano, dalle canne, dall'orzo o dall'*ichu* (pianta locale).

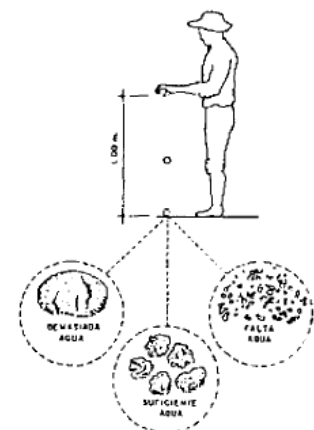
I valori delle proporzioni cambiano leggermente da manuale a manuale, nella pratica ci si basa molto sull'intuizione e "sull'occhio" di chi si sta adoperando.

4) Si pesta energicamente l'impasto con i piedi o la pala, per amalgamarlo.

Alcuni manuali suggeriscono la preparazione di una gomma che migliorerà il comportamento dell'Adobe alle piogge. Materie prime sono i cactus o i fichi d'india, quindi sarà possibile aggiungerla all'impasto solo se i suoi ingredienti sono spontaneamente presenti nell'ecosistema locale.

Come già detto dopo la descrizione delle tre prove per verificare che la terra sia adatta ad un impiego strutturale, si possono aggiungere nella miscela cemento o asfalto per migliorare le caratteristiche meccaniche dell'Adobe. Tuttavia, non essendo materiali disponibili questo accade molto raramente.

Se si vuole verificare che la miscela descritta al punto 3 sia stata fatta correttamente, si può eseguire un test pratico molto semplice:

Si prende un pugno di miscela e si fa una pallina. Si lascia cadere da un metro di altezza e si analizza il suo stato dopo l'impatto col suolo. Se si rompe in pochi pezzi grandi la

percentuale d'acqua è quella giusta, se si deforma senza rompersi ha troppa acqua, se si sgretola in tanti pezzi piccoli manca acqua.

4.2.3.6 Stampo dei mattoni

Per questa fase ci si trasferisce all'ombra sotto il *tendal*. Si necessitano l'impasto preparato, una vasca piena d'acqua e una di sabbia.

1) Si bagna la cassetta dello stampo dell'Adobe nella vasca dell'acqua.

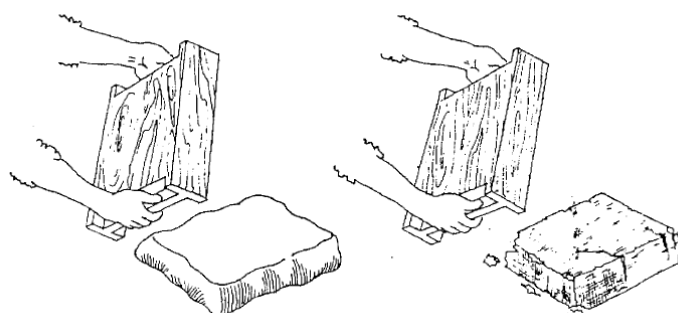
2) Si spolvera l'interno dello stampo con la sabbia dell'altro serbatoio in modo che l'impasto ottenuto dal fango non si attacchi ai lati.

3) Si mette lo stampo per terra sotto il *tendal* e si lanciano delle palle di fango con forza nella cassetta finché non si riempie.

4) Si compatta con le mani e i piedi dal centro all'esterno dello stampo.

5) Si livella e si liscia la parte superiore del mattone con una riga di legno umida.

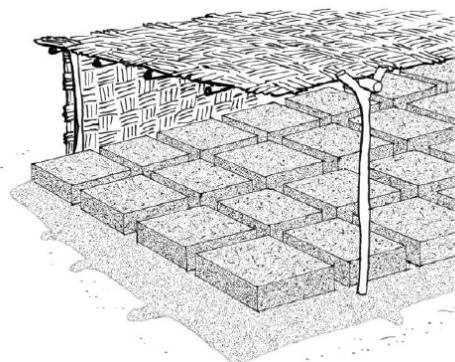
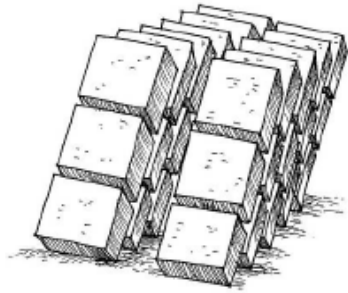
6) Si solleva lo stampo con molta attenzione per non deformare l'Adobe.

Anche in questo caso se alla rimozione dello stampo il mattone si deforma e si lascia andare implica che nella miscela c'era troppa acqua. Se, al contrario, l'Adobe si spacca o si fessura è perché l'impasto è troppo secco.

Le quantità di Adobe necessarie in funzione dell'abitazione sono le seguenti:

Abitazione	Adobe 40x40x10 cm	Mezzo Adobe 20x40x10 cm
2 Stanze	1100 Unità	200 Unità
3 Stanze	1400 Unità	250 Unità
4 Stanze	1700 Unità	300 Unità

Tabella 4-2 Quantità di mattoni necessari in funzione del numero di stanze dell'abitazione.

4.2.3.7 Seccare e impilare gli Adobe

Il tempo necessario agli Adobe per seccarsi dipende dal clima. Si raccomanda di lasciar seccare i mattoni sotto il *tendal* per un minimo di 3 settimane. Se il *tendal* non è coperto, bisogna collocare fibre di paglia o uno strato di sabbia grossa sopra i mattoni per proteggerli dal sole e far si che non si fessurino. Meglio se questi ultimi sono umidi, in modo da evitare un'evaporazione troppo rapida che spacchi i mattoni, ovviamente il vento e il battere del sole accelerano l'evaporazione.

Il suolo su cui si poggiano i mattoni deve essere in piano, ripulito da sassi e cespugli, spolverato di sabbia fina, senza sali, all'ombra e se possibile protetto dal vento.

Dopo 4 o 10 giorni (dipende dai manuali) i mattoni vanno poggiati in verticale per farli seccare in maniera omogenea.

Infine, una volta seccati oppure dopo un'altra settimana a seconda delle fonti, si impilano come descritto nella figura seguente, vicino al terreno su cui si costruirà la casa.

Figura 4.8 Accumulo di mattoni di Adobe sulla strada verso Piura la Vieja.

Figura 4.9 Deposito di mattoni di Adobe nella Valle Sagrado, sulla strada per Aguas Calientes e Machu Picchu.

4.2.3.8 Prova di resistenza degli Adobe

I manuali suggeriscono diverse prove per la valutazione dello stato dell'impasto (qui sono state riportate tutte quelle suggerite da diverse fonti e nella pratica ci si affida di più all'esperienza dell'*Adobero*), ma è importante fare un'ultima verifica al mattone seccato pronto per l'uso.

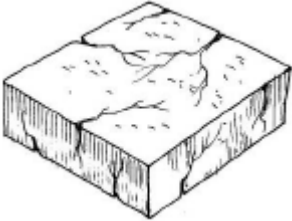
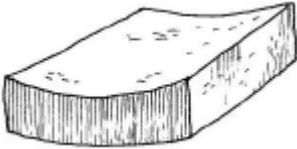
In generale vale la seguente tabella:

Problema	Causa	Soluzione
Adobe fessurati:	- La miscela ha troppa argilla. - Gli Adobe a seccare non sono stati protetti dal sole o dal vento.	- Aggrega sabbia e rifai i mattoni. - Copri il *tendal* con un telo o copri i mattoni acon paglia o sabbia.
Adobe curvi:	- Il terreno del *tendal* non è completamente piano. - Troppa acqua nella miscela.	- Liscia e compatta il terreno sotto il *tendal* finché non è piano - Diminuisci la quantità d'acqua.

Tabella 4-3 Caratterizzazione del danno sul mattone e relativa soluzione.

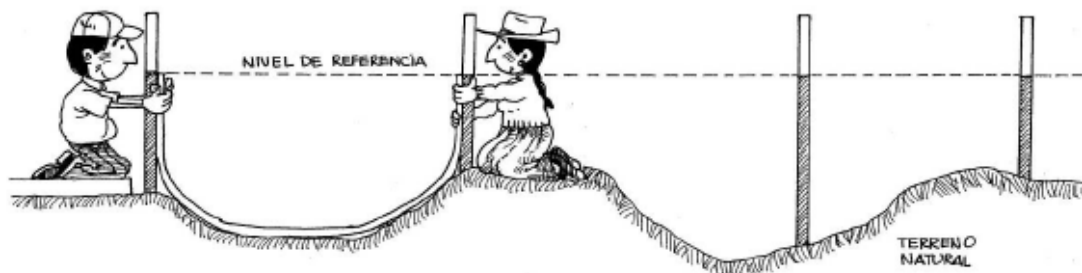
Prima di iniziare a costruire la casa si testa la resistenza dei mattoni in questo modo:

Si prendono 3 Adobe né fessurati né curvi. Si appoggiano a terra 2 mattoni e il terzo sopra a questi ultimi "a ponte". Le misure da rispettare sono indicate in figura. Un buon Adobe resiste al peso di una persona di circa 80 *kg* per almeno 1 minuto.

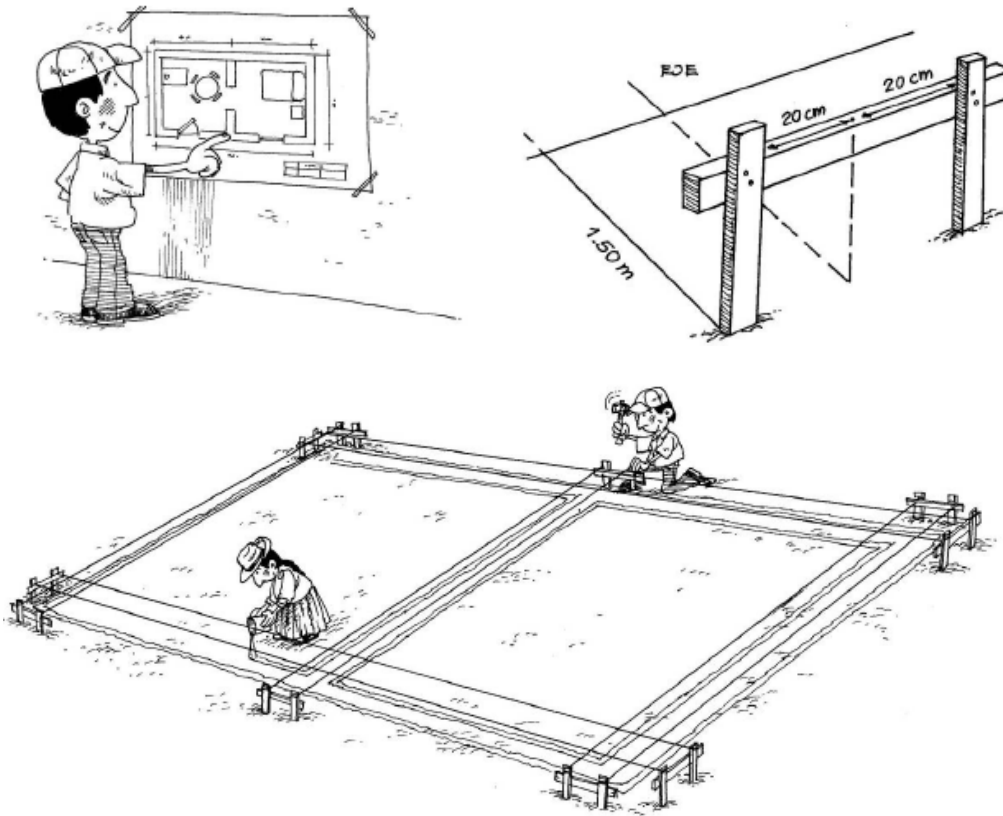
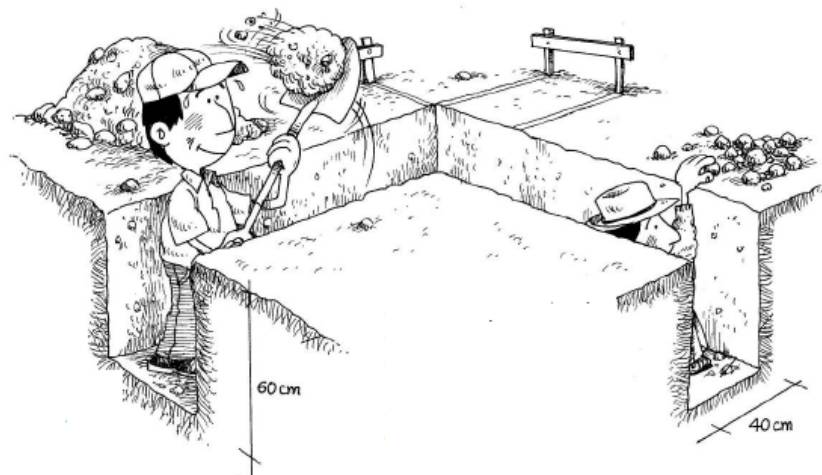
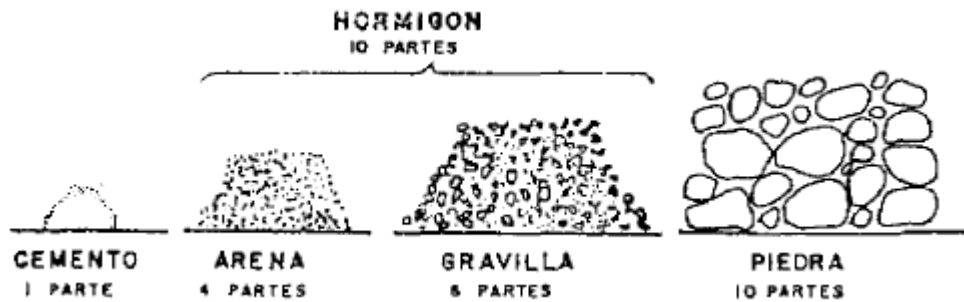
4.2.4 Le fondazioni

Questo capitolo è un perfetto esempio di distanza concettuale tra quello che si dovrebbe fare e quello che si fa, tra i manuali e le direttive della Normativa del Perù, e la realtà. Le fondazioni in qualsiasi struttura sono indispensabili e vitali, soprattutto in zone ad alto rischio sismico. Nonostante ciò non sono affatto banali e scontate nei paesi in via di sviluppo. Di seguito si descrive la modalità corretta per creare delle buone fondazioni per un'abitazione in Adobe.

Innanzitutto bisogna mettere in piano e pulire tutto il terreno su cui si prevede la costruzione della casa. Un buon metodo consiste nel piantare nel terreno dei paletti e assicurarsi che siano dritti con il filo a piombo.

Poi si prende come riferimento, per esempio, 1 metro di altezza e si segna su ogni paletto. Con l'aiuto di una canna piena d'acqua si riesce a marcare sempre la stessa altezza nonostante il dislivello del terreno.

A questo punto è semplice livellare tutto il terreno misurando un metro verso il basso da ogni segno sui paletti.

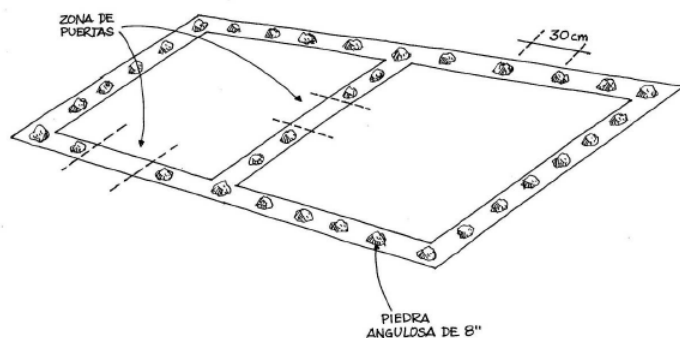
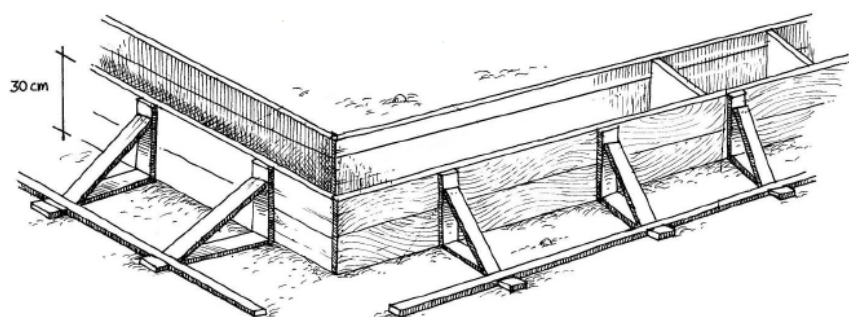
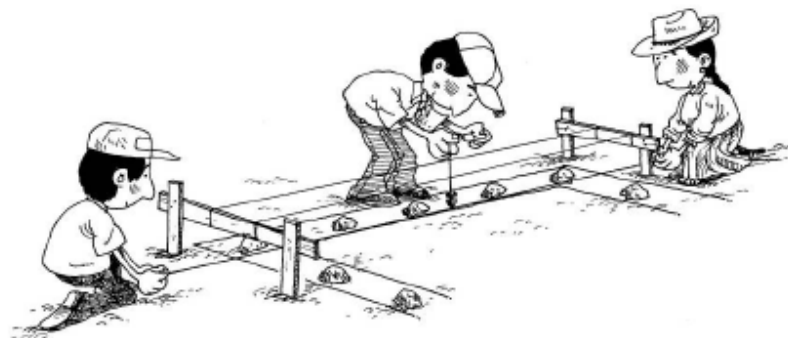
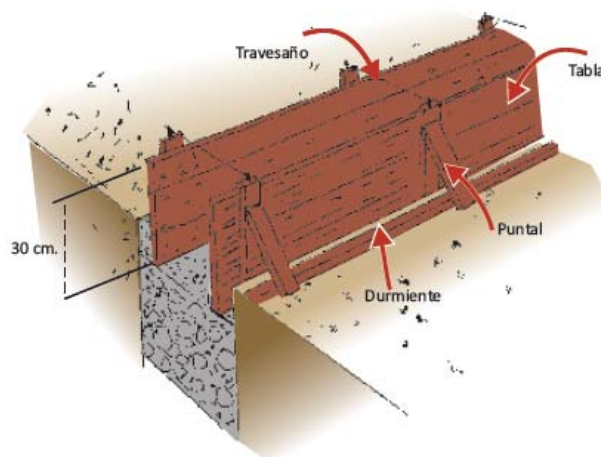
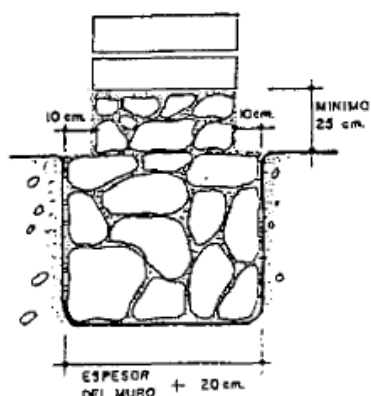
In realtà sarebbe sempre meglio scavare piuttosto che riempire i vuoti, perché non è semplice compattare la terra e in seguito si rischiano piccoli cedimenti differenziali del terreno.

Dopodiché in funzione della pianta della casa si tirano i fili che indicano le posizioni dei muri e quindi delle fondazioni. Per fare ciò si usano dei cavalletti di legno chiamati *baliza*. In corrispondenza dei fili tirati si tracciano delle linee col gesso sul terreno e si inizia a scavare all'interno di esse.

Le dimensioni delle fondazioni variano a seconda del manuale consultato, in generale la larghezza suggerita è di 40 o 50 *cm* per una profondità di 60 *cm*. Bisogna fare attenzione che le pareti siano verticali, che il suolo sia solido lungo tutta l'altezza della fondazione e che il fondo sia livellato e pulito. Se si incontrano terreni *** è consigliato consultare un professionista per adottare ulteriori misure di sicurezza.

Il motivo per cui le fondazioni non fanno parte della pratica progettuale comune risiede probabilmente anche nel maggior dispendio di energie, materiale e nel rispetto della tradizione. Ma sicuramente quello che non aiuta è l'utilizzo inderogabile del cemento. Tutti i manuali e la Normativa del Perù prevedono l'utilizzo del cemento nel composto che forma le fondazioni, anzi, è proprio l'elemento principale.

Si forma quindi una sorta di calcestruzzo costituito da:

- 1 parte di cemento
- 10 parti di *hormigon*
- 50% pietra grande (25 *cm*)
- 1 ½ acqua

Le pietre di grande diametro devono occupare almeno il 50% del volume, nel gettare il composto bisogna evitare la formazione di vuoti. E' consigliato l'utilizzo di una betoniera.

Quando viene raggiunto il livello del terreno in alcuni manuali è suggerita la disposizione di pietre grandi 20 *cm* circa disposte a distanza di 30 *cm* una dall'altra, ovviamente prima che il cemento indurisca. Queste pietre che sporgono dalle fondazioni serviranno per migliorare l'unione tra le fondazioni (*cimiento*) e il *sobrecimiento*, sorta di muretto il calcestruzzo che funge da zoccolo duro della casa prima dei muri in Adobe.

Bisogna fare attenzione a non collocare queste pietre che ricordano, quasi, dei ferri di attesa, nelle zone delle porte.

Lo scopo delle "sovrafondazioni" è quello di proteggere le pareti di Adobe dall'umidità del terreno ed evitare l'erosione che si produce nella parte bassa dei muri. Per gettarle correttamente dapprima si traccia nuovamente il contorno della cosa usando ancora i fili e i *balizas*. In seguito si costruiscono dei casseri in legno alti 30 *cm* e spessi 40 *cm* (quanto le fondazioni). Nei manuali spiegano che dove andranno le porte vanno chiusi i casseri e che questi ultimi devono essere di buona fattura per impedire la fuoriuscita di calcestruzzo.

Alcuni manuali suggeriscono di gettare questo muretto all'interno delle fondazioni, più stretto e dello stesso spessore dei muri. Questo dipende ovviamente dallo spessore della fondazione e dallo spessore dei muri, quindi dei mattoni di Adobe. Tutte misure che subiscono leggere variazioni.

La composizione del calcestruzzo è diversa da quello delle fondazioni, si compone di:

- 1 parte di cemento
- 8 parti di *hormigon*
- 25% di sassi di dimensione media (10 *cm*)
- 1 parte di acqua

I sassi devono occupare almeno ¼ del volume totale della sovrafondazione, anche se le proporzioni variano leggermente da manuale a manuale.

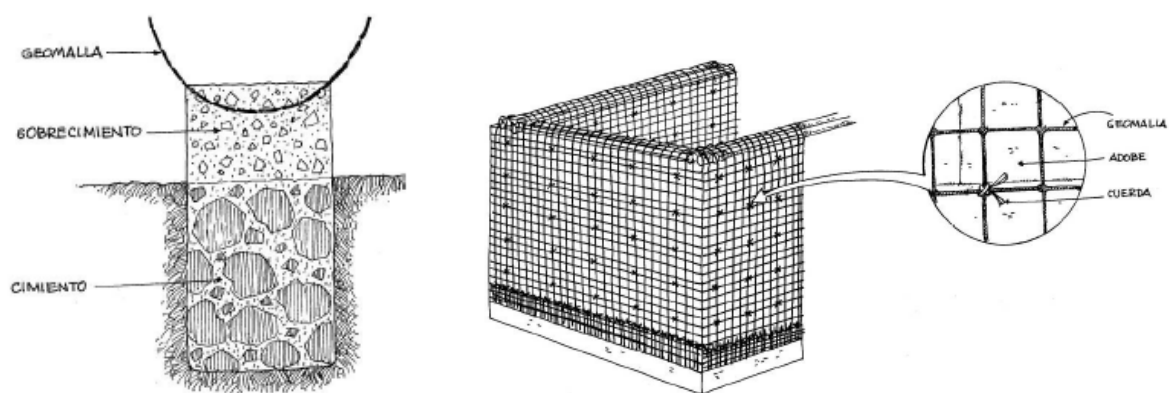
Come si può vedere dalle immagini seguenti, nella realtà questo zoccolo di calcestruzzo alla base dei muri non è praticamente mai usato. Le fondazioni non si possono vedere, ma anche queste non sono abituali nelle tecniche costruttive locali.

Figura 4.10 Casa sulla strada per Chulucanas: senza cordolo di calcestruzzo alla base e con un principio di erosione al piede dei muri.

Figura 4.11 Erosione più evidente alla base del muro, senza fondazioni in calcestruzzo.

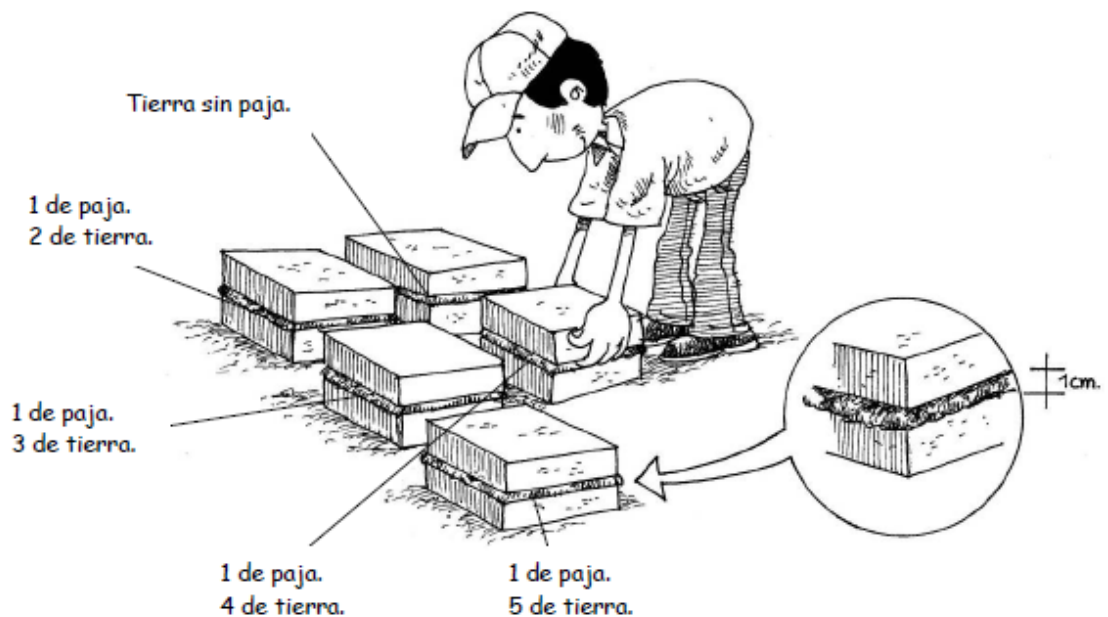
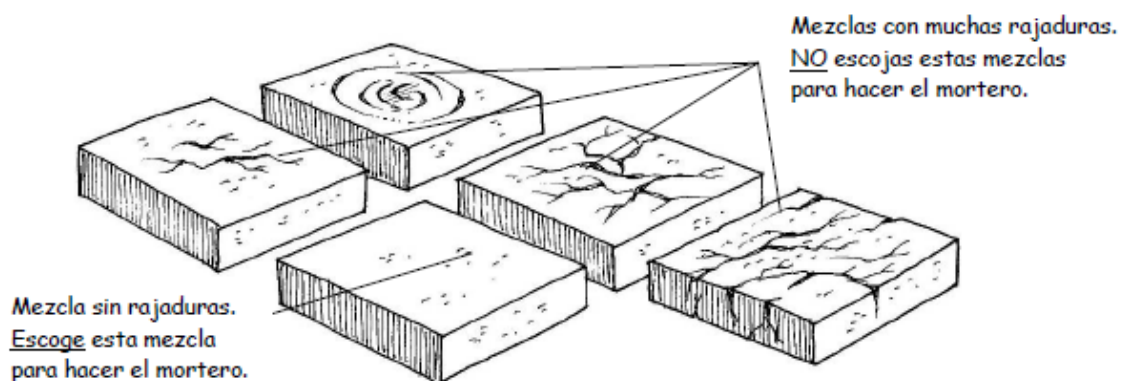
Figura 4.12 Particolare dell'angolo dell'abitazione: erosa alla base e senza cemento.

Figura 4.13 Muro senza sovrafondazione di cemento, con palesi problemi di allineamento e omogeneità della muratura.

E' in questo momento che in alcuni manuali viene introdotta una *mesh* (metallica o non) come rinforzo per la prevenzione dei terremoti. Si aggancia nel *sobrecimiento* e poi si annoda lungo tutto il muro, all'interno e all'esterno, grazie a dei laccetti che si lasciano sporgere dai letti di malta. Questa rete, o maglia, di fibre che possono avere varie origini, naturali o artificiali, è una tipologia di rinforzo tra le più suggerite dagli esperti. Più avanti verrà studiato il suo comportamento e la sua versatilità. Per ora, non è usata tranne che in rari casi: di solito case "tipo" fatte dal governo.

4.2.5 I muri

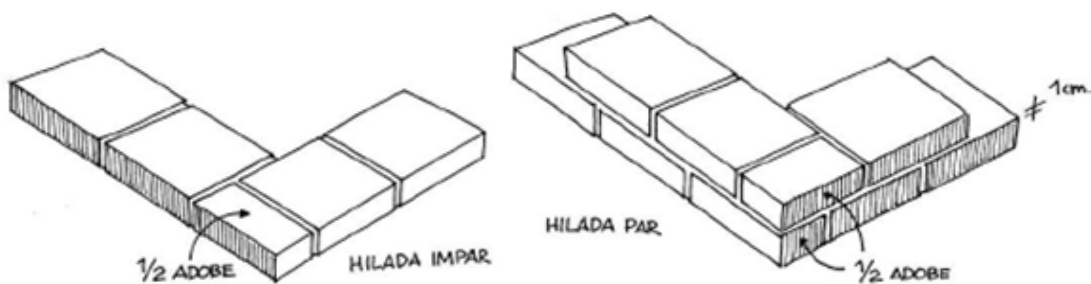
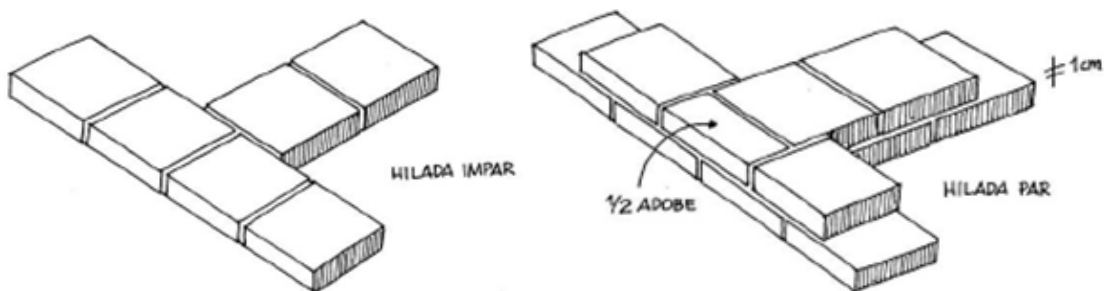
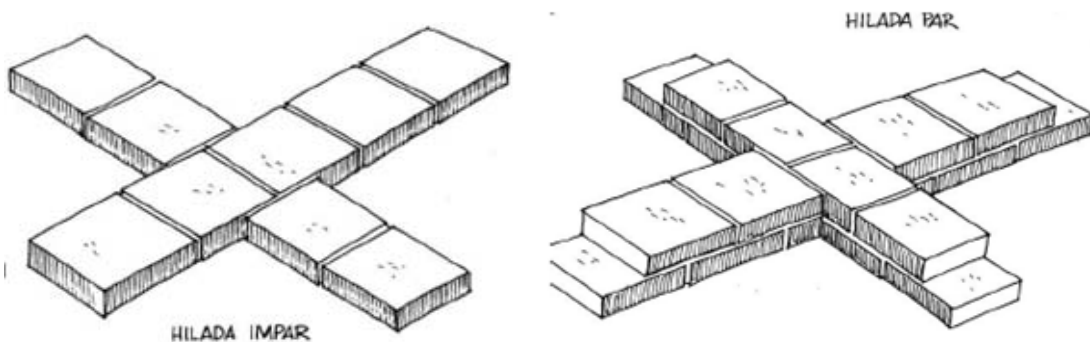
4.2.5.1 Prova per scegliere la giusta malta

La malta di fango è una miscela di terra, paglia e acqua che permette di unire gli Adobe per costruire la parete. Si prepara con la stessa terra che è stata impiegata e testata per formare i mattoni di Adobe. Bisogna, però, mettere una percentuale di paglia più alta; quindi al fango (*barro*) lasciato riposare si aggiunge una certa quantità di fibre da determinare con la seguente prova.

1) Si preparano malte con diverse proporzioni di terra e paglia. Poi si formano 5 provini unendo due mattoni con 1 *cm* (alcuni manuali dicono 2 *cm*) di malta differente una dall'altra.

2) Dopo due giorni si dividono i due mattoni, verrà utilizzata la malta che ha causato meno fessurazioni nei mattoni. Se più mattoni non risultano fessurati, si sceglie la malta con meno percentuale di paglia.

La resistenza del muro dipende più dalla qualità della malta, piuttosto che dalla qualità del mattoni. E' necessario che non ci sia fessurazione, per questo c'è più paglia. Alcuni manuali specificano l'importanza dello spessore del letto di malta, che non dovrebbe assolutamente essere più grosso di 1 *cm*, mentre in normativa suggerisce uno spessore di circa 2,5 *cm*.

4.2.5.2 Orditura mattoni

Prima di iniziare a costruire bisogna studiare bene la piantina per disporre i mattoni con criterio. Gli Adobe devono congiungersi in corrispondenza della metà del mattone sottostante e gli incroci dei muri devono essere impostati con accuratezza per garantire l'ammorsamento.

INCROCIO A "L":

INCROCIO A "T":

INCROCIO A "X":

In normativa sono presenti gli stessi schemi anche per le murature con rinforzi verticali: l'unica differenza sta nella diversa sagomatura dei mattoni di Adobe, che si forano in

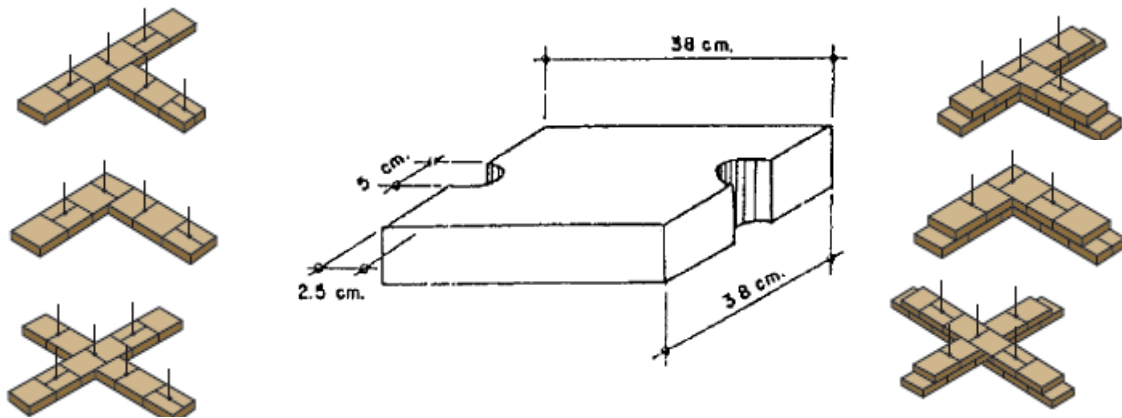
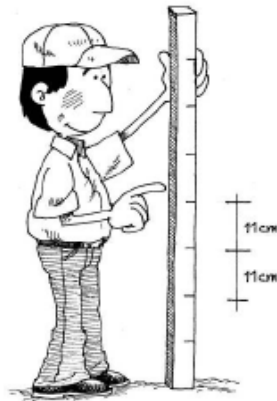
corrispondenza dell'armatura verticale. Non sono una pratica abituale ma sono un ottimo metodo di rinforzo strutturale.

Sono sempre riportate sia le file dispari sia le file pari; nella realtà una corrispondenza così ben fatta non esiste, non è posta molta attenzione alla sovrapposizione e agli incroci dei muri nelle case. In Figura 4.15 e 4.16 è evidente come sia un po' confusionario l'angolo della casa e così lontano dagli schemi precisi e puliti riportati dai manuali.

Figura 4.14 Mancanza di corretto allineamento dei mattoni, che non si sovrappongono con le estremità della fila sotto in corrispondenza della mezzeria dei mattoni della fila sopra.

Figura 4.15 Interno di un'abitazione: all'angolo è evidente la scarsa attenzione nella disposizione efficace dei mattoni, che garantisce un corretto ammorsamento dei muri.

Figura 4.16 Varco che collega le uniche due stanze della casa: anche qui è evidente la disposizione quasi casuale dei mattoni nella muratura.

4.2.5.3 Costruzione delle pareti di Adobe

Per costruire una parete di Adobe bisognerebbe seguire i seguenti passi. Ormai, grazie alle foto che mostrano lo stato di fatto in contrapposizione alle Normative e ai manuali, si è visto che non si pone tutta l'attenzione e l'accuratezza nei dettagli che sarebbe necessaria. Aldilà dell'eventuale utilizzo di cemento, armature di qualsiasi genere, *geomesh* e altri materiali non disponibili, spesso sono i particolari che fanno la differenza. La giusta disposizione dei mattoni, i muri dritti, una buona malta sono solo questione di attenzione una volta che si hanno gli ingredienti giusti. Anche nei prossimi punti ci sono accortezze poco dispendiose che aiutano a creare un'abitazione confortevole e sicura, è necessario ripetere che spesso non hanno un riscontro con la realtà.

1) Si costruisce una sorta di regolo che segna l'altezza di ogni fila di mattoni: 10 cm di Adobe più 1 *cm* di malta (per esempio).

2) Si prepara la malta di fango per le file di Adobe con la miscela di terra e paglia che non ha fessurato i mattoni nel test.

3) Prima di poggiare i mattoni si lasciano a mollo nell'acqua per 5 secondi ciascuno, in modo che non assorbano l'acqua della malta.

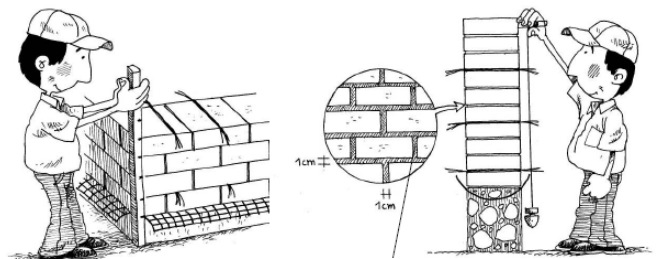
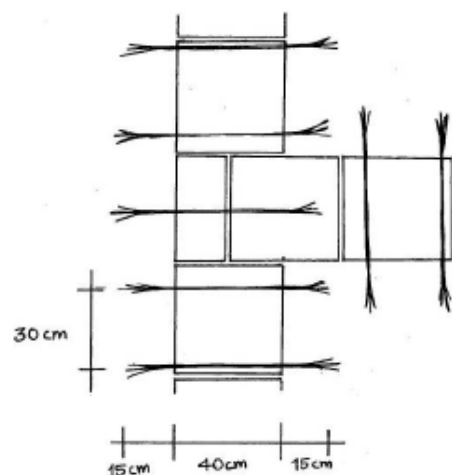
4) Si iniziano a posare i mattoni stando attenti alle configurazioni d'angolo o di incrocio. Lo spessore dei giunti di malta sia orizzontali sia verticali deve essere costante, secondo alcuni manuali massimo 1 *cm*, anche 2,5 *cm* secondo altri. La verticalità deve essere verificata in continuazione con il filo a piombo e la regolarità con il regolo.

Nell'immagine seguente si nota con facilità la mancanza di omogeneità e verticalità del muro, che ha mattoni che rientrano o che sporgono in maniera evidente.

Figura 4.17 Casa di Piura la Vieja: scarsa omogeneità e qualità della muratura, con mattoni sfalsati che rientrano o sporgono.

Secondo alcune fonti la lunghezza di un muro tra due contrafforti (usati praticamente mai) o due muri ad esso perpedicolari non deve superare 10 volte il suo spessore. L'altezza massima, invece non dovrebbe superare 8 volte lo spessore del muro.

5) In caso di rinforzo mediante geomaglia si posano anche delle fibre di plastica equidistanziate tra le file dei mattoni per legare la *mesh*, se sono previsti rinforzi verticali o orizzontali vengono disposti in questa fase.

Da Normativa si raccomanda almeno un'apertura per muro. In generale devono essere perfettamente centrate e ben distribuite. Molte aperture in un muro possono debilitare l'intero edificio. La larghezza massima di finestre e porte è di 1/3 della lunghezza del muro e in generale devono essere rispettate le seguenti proporzioni.

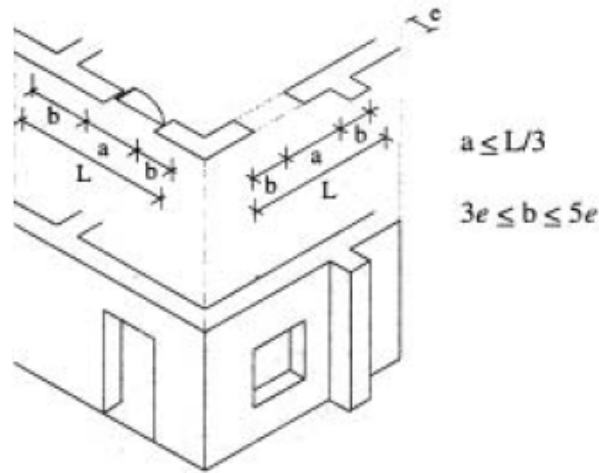



Figura 4.18 Norme di buona progettazione delle aperture, della Normativa del Perù.

4.2.5.4 Corona in legno

La corona in legno che percorre tutto il perimetro e i muri interni della casa è un altro accorgimento strutturale antisismico non frequente nella realtà. Non si trovano, infatti, vere *ring beam*, piuttosto delle piccole architravi sopra le finestre che comunque dovrebbero rispettare delle proporzioni.

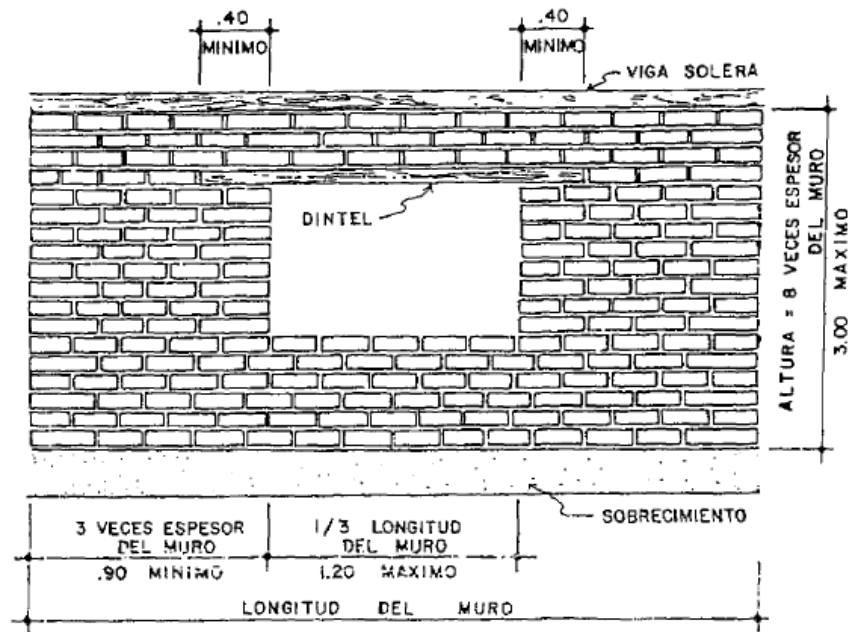
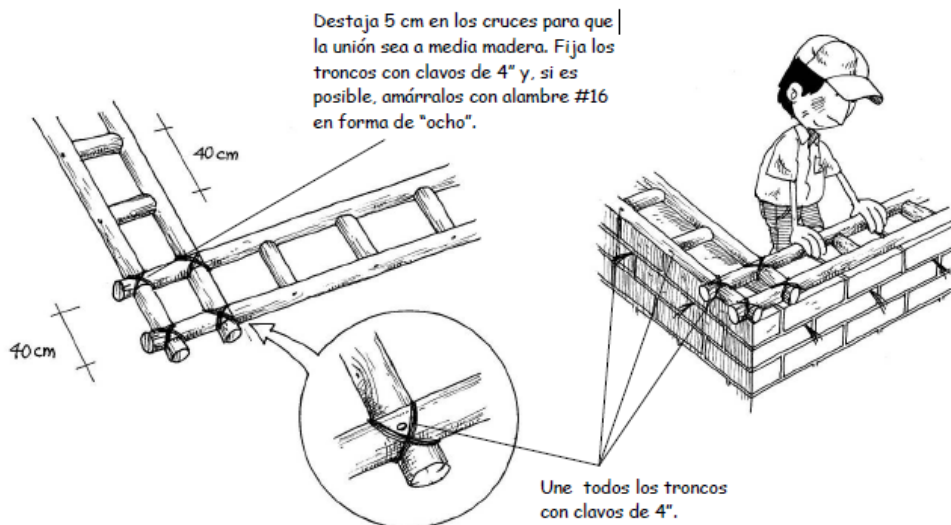
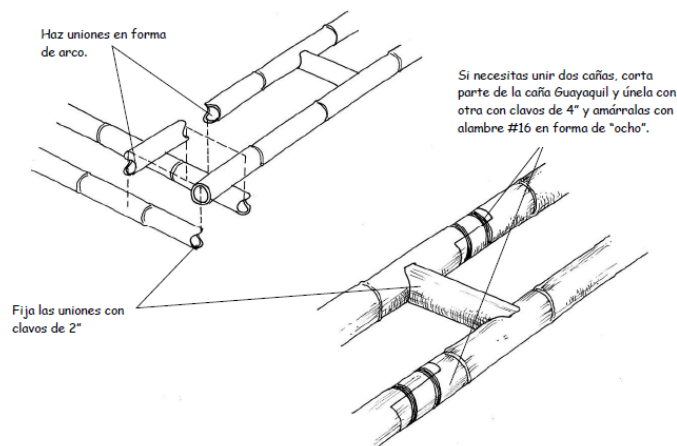



Figura 4.19 Proporzioni da rispettare per un corretto comportamento strutturale, secondo un manuale tecnico di costruzione.

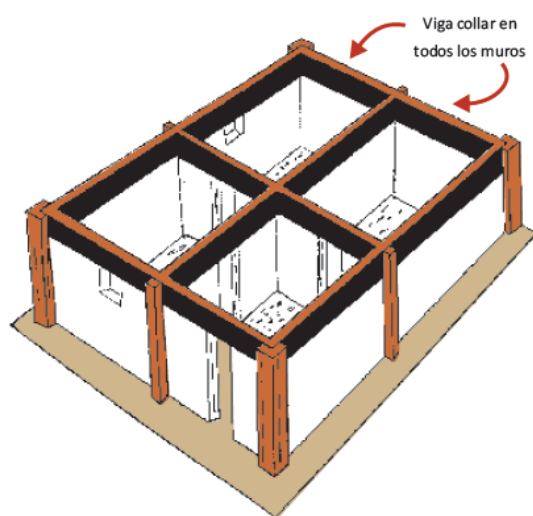
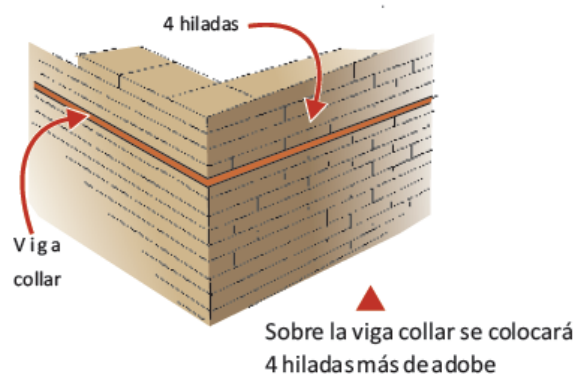
Figura 4.20 Finestra chiusa, con architrave in legno in evidenza sopra entrambe le aperture.

Una vera corona in legno, o *viga collar*, sarebbe di tronchi di eucalipto o caña Guayaquil (tipica locale). Si colloca sopra tutte le pareti e consente alla struttura di lavorare unita durante le scosse sismiche (comportamento scatolare).

Uno dei problemi più grandi, lo vedremo più avanti, è il collasso fuori piano dei muri. Essendo l'Adobe un materiale fragile e pesante, e i muri dotati di scarso ammorsamento, le pareti intere si ribaltano senza preavviso e non lasciano il tempo di fuggire a chi si trova in loro prossimità.

Per costruire una buona e vera corona bisognerebbe creare un reticolo fatto di tronchi di eucalipto di 10 *cm* circa di diametro che corre lungo i muri.

Se, invece, si utilizzano le canne di Guayaquil (anch'esse di 10 *cm* di diametro), è possibile un altro sistema di collegamento grazie alla loro configurazione cava.

Anche se, a differenza dell'eucalipto, necessitano di una preparazione speciale prima dell'uso: devono essere trattate per preservarle da attacchi di falene e per una buona conservazione.

Dopodiché si dispongono i reticoli sulla muratura e si riempiono i vuoti con il *barro*, che non è altro che fango.

La Normativa del Perù prevede anche dei rinforzi esterni verticali sempre in legno, come fossero dei contrafforti. In realtà essendo già molto rare le corone complete non si trovano neanche questo tipo di sostegni.

Alcuni manuali poggiano la struttura del tetto direttamente sulla *crown beam* in legno, altri completano con altre file di mattoni. Nelle realtà locali gli assi di legno poggiano direttamente sul muro in Adobe in cui non c'è la corona.

4.2.6 Il tetto

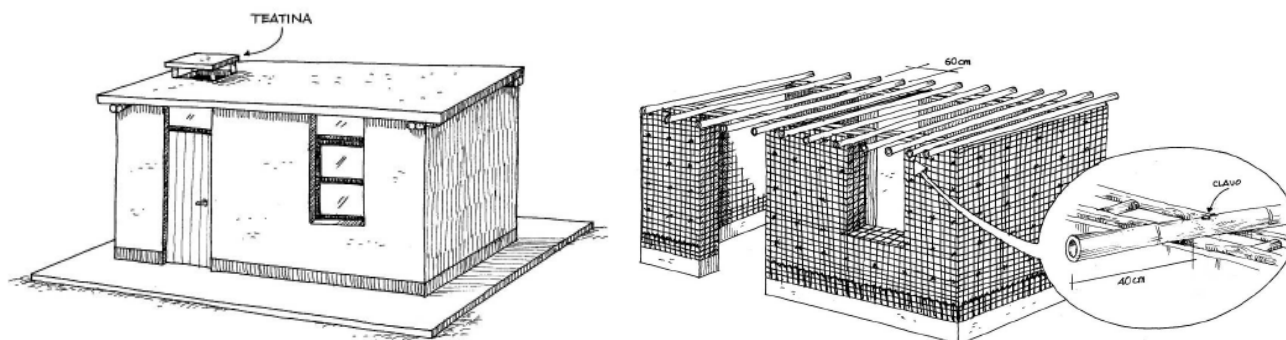
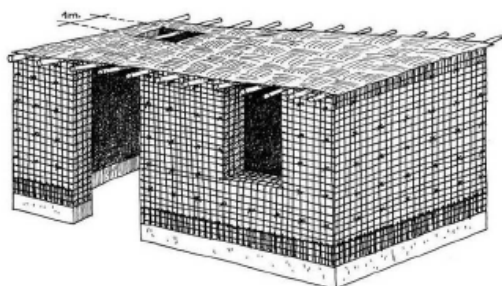
I manuali propongono soluzioni più complesse di quelle presenti in realtà, alla fine del capitolo vedremo le differenze.

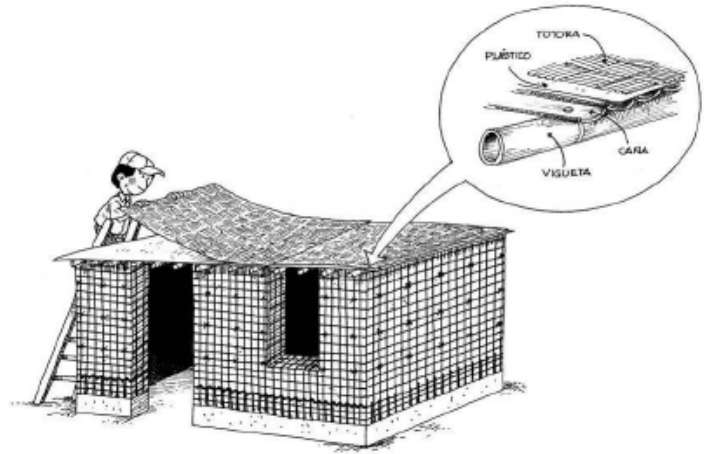
I tetti dovrebbero essere il più possibile leggeri, devono distribuire il loro carico sulla maggior parte di muri possibili evitando concentrazioni di sforzi. Inoltre, devono essere ben fissati e non devono sollecitare i muri lateralmente, cioè non devono essere spingenti. In generale, però, i tetti leggeri non contribuiscono alla distribuzione delle forze orizzontali sui muri; è altrettanto vero che la corona in legno dovrebbe garantire di per sé un comportamento scatolare della struttura.

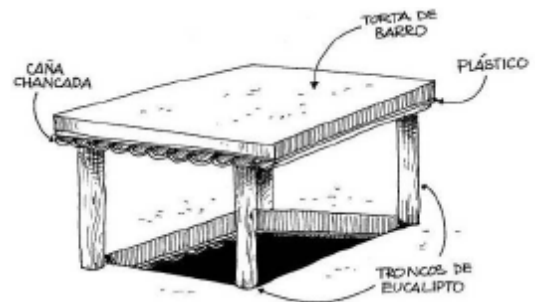
In genere si suggeriscono i seguenti materiali: la canna Guayaquil, la canna *chancada* (schiacciata), graticci di canne e un impasto di fango con molta paglia. La scelta della conformazione del tetto dipende da dove si vive. Se si hanno disponibilità economiche maggiori si suggerisce una lamiera o addirittura il fibrocemento.

Si ricorda che la caña de Guayaquil va trattata prima dell'utilizzo per evitare l'attacco delle falene e per preservare il legno.

4.2.6.1 A una falda orizzontale

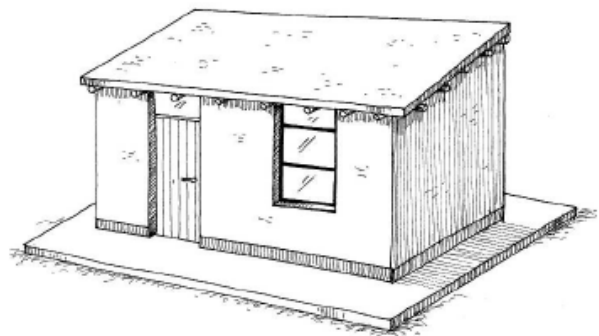
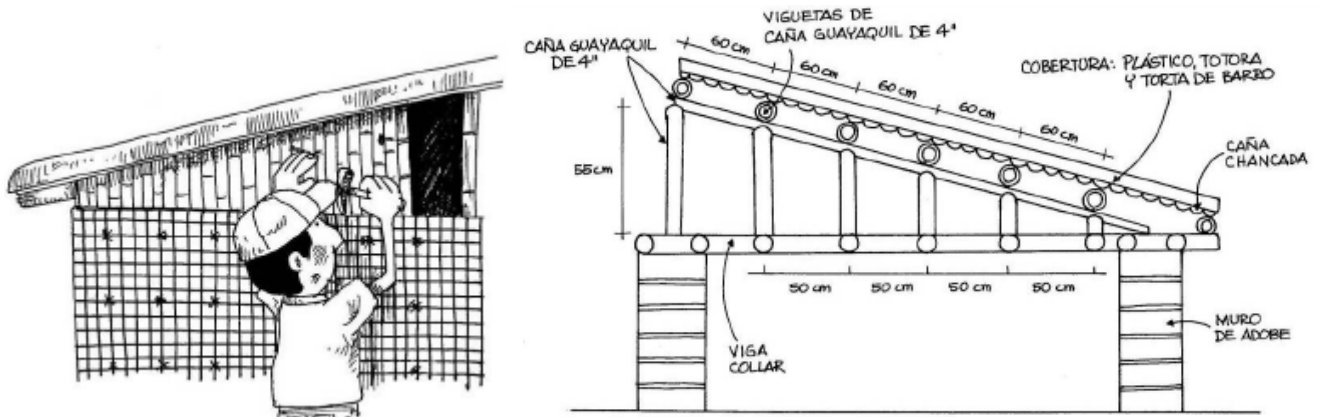
Questa tipologia è accettabile in zone in cui non piove. Si prevede anche una piccola apertura coperta nel tetto per favorire la ventilazione e l'illuminazione delle stanze.

1) Si collocano le canne di Guayaquil di diametro 10 o 13 *cm* spaziate di 60 *cm*. Si fissano alla corona in legno con chiodi di 10 *cm*. Le canne devono sporgere di 40 *cm* da entrambi i lati.

2) Si stendono le canne schiacciate sopra il reticolo del punto precedente. Si inchiodano con chiodi di 5 *cm*. Bisogna lasciare libero un quadrato di 1 metro di lato nella sala "multiuso" se si vuole costruire l'apertura di cui sopra.

3) Si dispone un telo di plastica per evitare infiltrazioni di qualsiasi tipo, sopra di esso si fanno passare i cavi elettrici (se ci sono) e infine si stende il graticcio di canne.

4) Come ultimo strato si danno due mani (una al giorno) di fango con molta paglia, ogni giorno devono essere stesi 2,5 *cm* di questo impasto.

5) In caso si costruisca l'apertura, basta usare tronchi di eucalipto di 4 *cm* di diametro per 50 *cm* di altezza e porre gli stessi materiali nell'ordine appena visto. Bisogna anche coprire le aperture con una zanzariera.

4.2.6.2 A una falda inclinata

Questo tetto è raccomandabile nelle zone piovose. L'inclinazione si ottiene costruendo una mezza capriata costituita da tronchi di eucalipto o canna Guayaquil, appoggiata sulla corona in legno.

1) In accordo con la seguente figura si costruisce una mezza capriata usando le stesso giunzioni viste per la corona in legno.

2) Si coprono i lati esterni con canna schiacciata inchiodata ai montanti della capriata, poi si cementa il tutto con il fango.

4.2.6.3 A più falde

In questo caso si prevede la costruzione di una capriata centrale e di una serie di travi in legno che poggiano sulla capriata e sui muri esterni. I dettagli costruttivi in certi manuali sono minuziosi: il tipo di giunzioni, il numero di chiodi,…. Tuttavia questa modalità è lontana dalla realtà nel modo più assoluto.

Di seguito vengono proposte alcune fotografie scattate nei dintorni di Piura, verso Chulucanas. Sono necessarie per rendersi conto della realtà, diversa dalla teoria dei manuali, nella maggior parte dei dettagli costruttivi.

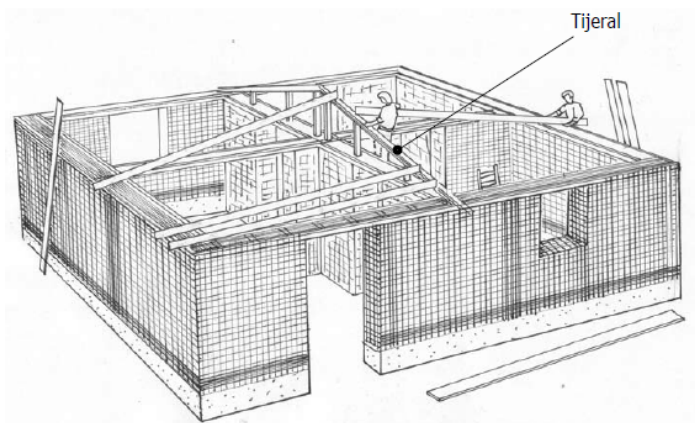



Figura 4.21 Tetto sulla strada per Chulucanas: canne appoggiate in scalanature sui muri (mattoni mancanti), sovrastati da una lamiera (*calamina*).

Figura 4.22 Particolare del tetto: le canne sono collegate tra loro con pochi giri di fil di ferro. Sono inoltre in evidenza gli appoggi sul muro, le travi del tetto sono fissate con del filo che passa da un foro attraverso la parete.

Figura 4.23 Tetto in canne schiacciate in cattive condizioni, Paita.

Figura 4.24 Muratura crescente verso l'interno della casa per accompagnare l'inclinazione del tetto, in lamiera.

Figura 4.25 Particolare del colmo del tetto: le travi sulla muratura non sono fissate e sono appoggiate alla scalinatura della parete. Quest'ultima presenta un evidente fessura verticale, proprio vicino al colmo.

Figura 4.26 Particolare dell'appoggio delle travi del tetto: accolte da una speciale forma di pilastro e legate sommariamente con del filo.

Figura 4.27 Complesso e confusionario incrocio di travi, per sorreggere la lamiera.

Figura 4.28 Tetto visto dall'interno di una casa di Piura la Vieja: discontinuità nel mezzo di una stanza, complicata orditura di travi (anche con canne spaccate) da cui pende l'elettricità.

Figura 4.29 Sovrapposizione abbastanza casuale delle travi del tetto viste dall'interno.

Figura 4.30 Particolare di giunto trave colonna.

Figura 4.31 Connessioni travi di canna e copertura di canne spaccate e tegole con lacci di stoffa.

Figura 4.32 Casa tipica in Adobe: senza fondazioni in calcestruzzo, con tetto irregolare, non ben fissato, in canne e lamiera o tegole, muri di scarsa qualità (a volte intonacati per pubblicità).

Da queste testimonianze si vedono bene le differenze tra la teoria e la pratica, tra i manuali e la realtà. Le canne o i tronchi di legno sono solo appoggiati sulla muratura, a volte in indentazioni apposite (mattoni mancanti). La struttura è composta da canne appoggiate le une sulle altre a volte in maniera confusionaria, per formare un reticolo che sostenga la lamiera. Spesso hanno trovato anche delle tegole da posare sopra la lamiera o sopra il graticcio ordito da spaccati di canne per renderlo impermeabile.

La trave di colmo poggia sui due estremi e all'interno delle case si può notare, a volte, la sua incurvatura. Tutte le travi che partono da lì e terminano sui muri scaricano il peso su di lei, ad eccezione delle travi poste agli estremi che poggiano sui muri "scalinati" esterni (fig. tot). Le giunzioni sono fatte da intrecci di fil di ferro o addirittura stoffa (fig. tot), a volte le canne sono solo appoggiate le une sulle altre senza nessun tipo di vincolo oltre all'attrito.

L'unico fine del tetto è palesemente solo quello di copertura dal sole e dalle rare piogge. Non può essere considerato un vincolo di diaframma rigido, non può evidentemente garantire un comportamento d'insieme della struttura in caso di sollecitazioni orizzontali. Può anche essere abbastanza pesante se si considerano le tegole e non solo la lamiera (*calamina*). Sfrutto l'occasione delle numerose immagini proposte per far notare nuovamente la qualità spesso scadente dei muri, la mancanza della corona in legno, l'assenza delle sovrafondazioni in calcestruzzo e, in generale, la lontananza dall'obiettivo di dare una casa degna e sicura anche a chi è nato nel sud del mondo.

4.2.7 Passi ulteriori

4.2.7.1 Intonaci

Gli intonaci che si vedono sono solo pittura: alcuni amano dipingere casa propria, spesso, addirittura, sono pubblicità. Tuttavia potrebbe essere utile, o addirittura necessario in caso sia prevista una *mesh* di rinforzo, ricoprire le pareti con un impasto ancora una volta fatto di fango e molta paglia: la prima mano di 2 *cm* e la seconda di 0,5 *cm*. In caso di fessurazioni è anche semplice ripararle con una miscela di terra, sabbia fine e acqua. L'incremento di peso che ne consegue, tuttavia, non è a favore di sicurezza in caso di terremoto.

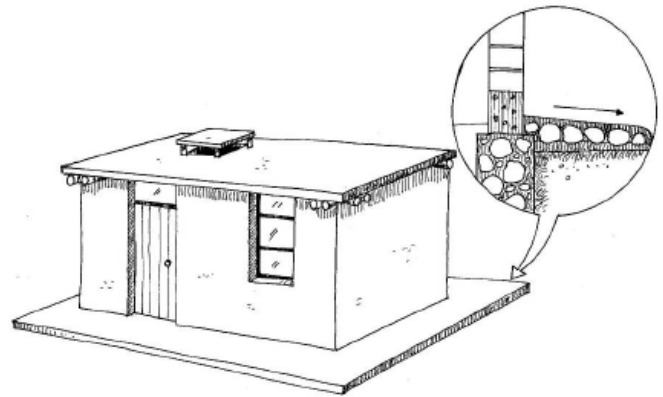
4.2.7.2 Porte e finestre

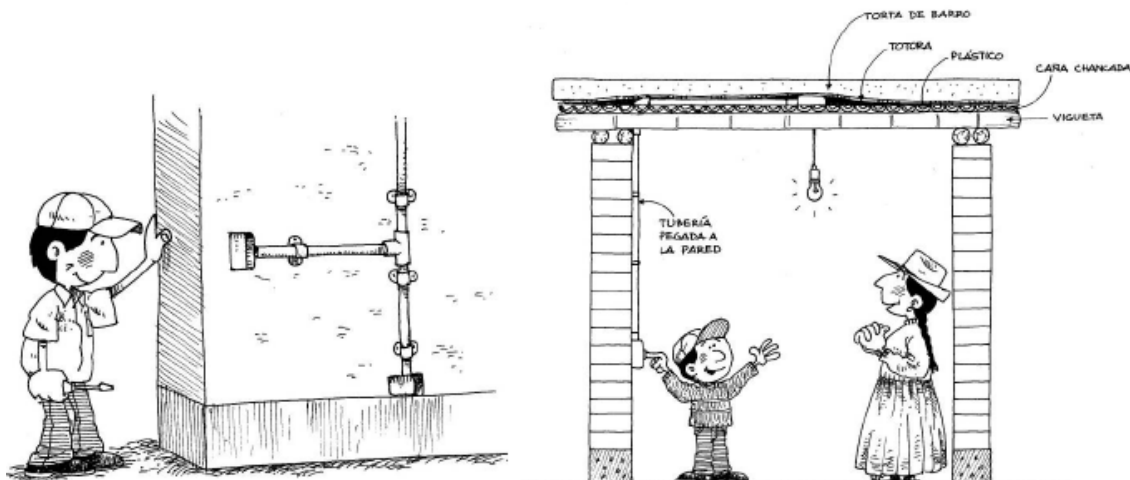
Vanno inserite quando la muratura e l'eventuale intonaco è secco, possono essere di ferro o legno e non devono danneggiare l'Adobe.

4.2.7.3 Pavimenti

I manuali suggeriscono di farli in cemento o terra stabilizzata col cemento, nella realtà sono solo terra non trattata in alcun modo. In teoria andrebbero tolti i primi 5 *cm* di terra, compattata la superficie, stesa e livellata la miscela di terra e cemento.

4.2.7.4 Veranda

Anche in questo caso è suggerito l'uso del cemento, adottato molto raramente. Allo stesso modo va scavato il primo strato di 5 *cm* e gettato un gradino di calcestruzzo (pietre usate come aggregati di 10 *cm*) in pendenza verso l'esterno della casa.

4.2.7.5 Elettricità

I cavi devono passare protetti da un tubo sulla parete e non al suo interno, perché si rischia di abbattere la resistenza dei muri. Per installare i punti luce in teoria si fanno passare i tubi tra il telo in plastica e il graticcio di canne intrecciate che costituiscono il tetto. E' suggerito l'intervento o la consultazione di uno specialista.

In realtà come si vede dall'immagine 4.28 riproposta in questo paragrafo le lampadine sono appese alle travi o alle canne che compongono il tetto.

4.2.7.6 Cucina

Molte famiglie in Perù e nel resto del mondo non hanno un luogo appropriato per cucinare i propri alimenti. La cucina tradizionale produce molto fumo, che causa gravi problemi di salute e infezioni respiratorie soprattutto ai bambini. Inoltre, la cucina tradizionale consuma molto combustibile (legna usualmente) perché il calore si disperde ai lati della pentola, il cibo prende il sapore di fumo, i vestiti l'odore, la persona che cucina resta china e scomoda, la pentola è su un supporto instabile di pietre.

Una cucina migliore prevede l'uso di meno combustibile perché il calore viene concentrato in modo opportuno e quindi il tempo di cottura diminuisce, la persona che cucina ha una postura corretta, il fumo è incanalato in un piccolo camino che lo disperde verso l'alto, quindi l'aria che si respira è più pulita e la cottura degli alimenti più igienica.

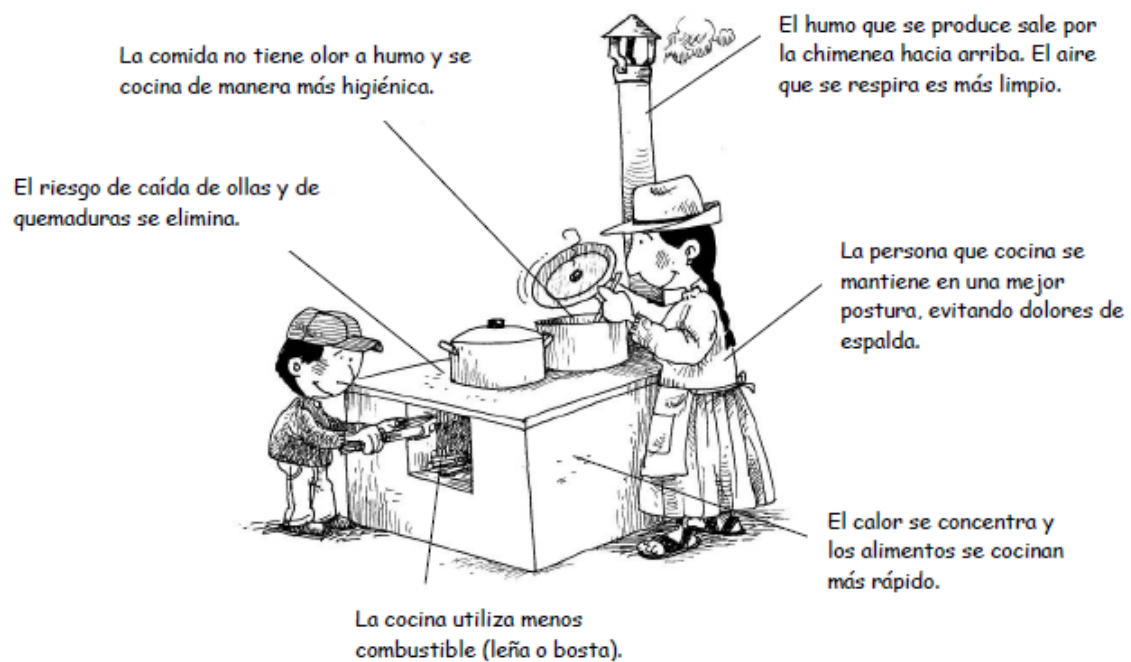
I manuali illustrano nel dettaglio come costruirla e come è composta, oltre a come usarla correttamente e di che manutenzione necessita. Suggeriscono un'ubicazione esterna, coperta da una tettoia. Se invece c'è una stanza in cui poter mettere la cucina migliorata è importante che questa non intralci il passo delle persone e che ci sia un'adeguata ventilazione dei locali.

In Figura 4.33 si può vedere la cucina in una casa nei dintorni di Piura: era situata all'esterno, sotto una tettoia evidente in figura tot, il suo utilizzo ha provocato l'annerimento molto marcato del muro esterno. Nello stesso muro è molto ben visibile anche una fessura verticale che appare come una vera e propria separazione di due muri sin dalla base.

Figura 4.33 Retro di una abitazione a Piura la Vieja, si intravede l'annerimento causato dalla zona cottura.

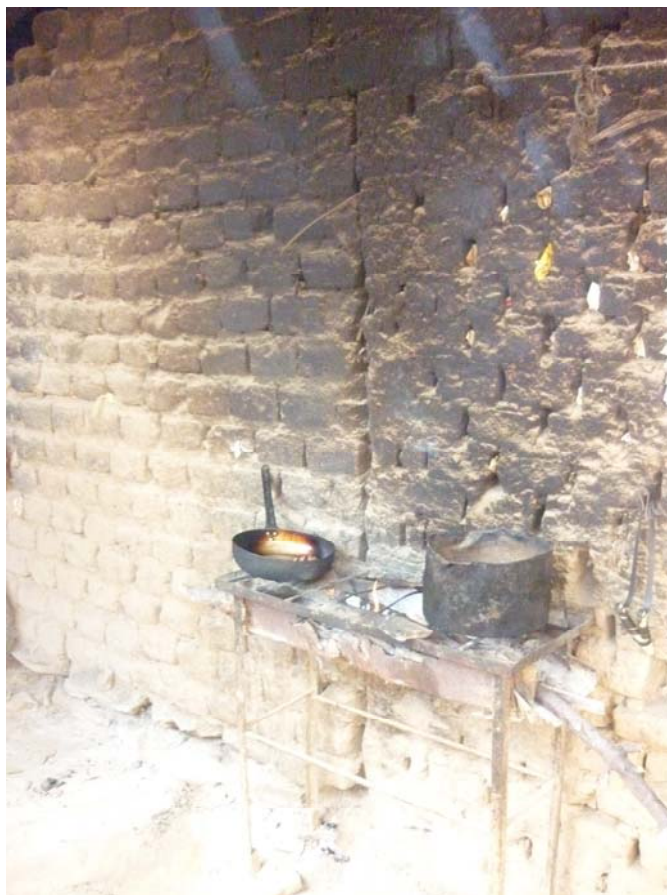



Figura 4.34 Zona di cottura, in prossimità del muro portante pesantemente annerito. E', oltretutto, evidente una spaccatura che parte alla base del muro e arriva a ¾ dell'altezza.

5 Comportamento al sisma

Dopo aver analizzato passo passo la costruzione corretta di una casa in Adobe secondo i dettami delle autorità, e dopo aver visto che sotto molti aspetti la realtà è lontana dalla teoria, è tempo di studiare il comportamento di queste strutture durante i terremoti.

Per fare ciò, e per esaminare i vari tipi di rinforzo, saranno considerate molte fonti diverse: vari professionisti, peruviani e non, hanno affrontato l'argomento nelle numerose convention che si tengono annualmente in giro per il mondo. L'Adobe, come abbiamo visto, è un materiale da costruzione estremamente diffuso e nonostante le differenze che caratterizzano ogni tipologia strutturale locale (dal Perù al Tchad) i difetti e le sue debolezze sono sempre gli stessi.

L'alta vulnerabilità sismica delle costruzioni in terra cruda risiede nella combinazione perversa delle caratteristiche meccaniche dei suoi muri: sono densi e pesanti, hanno una resistenza estremamente bassa a trazione e collassano in maniera fragile, senza preavviso. Di conseguenza, qualsiasi terremoto significativo, che sia capitato nelle regioni in cui l'architettura in terra cruda è comune, ha prodotto morti tragiche e considerabili danni materiali.

Figura 5.1 Terremoti di El Salvador (2001) e Iran (2003).

Come già visto nei capitoli precedenti, in Perù molte costruzioni storiche sono in terra cruda e sono state in grado di far fronte a terremoti severi, grazie alla loro configurazione regolare e alla loro imponenza. Ad esempio il sito archeologico di Chan-Chan (1200 d.c.), situato sulla costa del Perù vicino a Trujillo, è considerato una delle più grandi cittadelle in terra ed ha subito numerosissimi terremoti nella sua storia. Ci sono tuttora cinte murarie di terra alte 9 metri e spesse 3; altri muri più snelli, senza contrafforti, sono ancora in ottimo stato. Secondo gli esperti, l'elisir di lunga vita di queste opere sta nel fatto che i muri siano molto massicci. Tuttavia, il terremoto di Bam del 2003, che ha distrutto non solo varie migliaia di case in Adobe, ma anche monumenti storici della cittadella in terra di Arg-e Bam, ha seriamente minato la teoria della *massiveness* (imponenza) come vero garante della

resistenza sismica per la terra cruda. Anche se, secondo alcuni studiosi, sono stati i muri più snelli a collassare, impattando sugli edifici adiacenti e causando la distruzione totale.

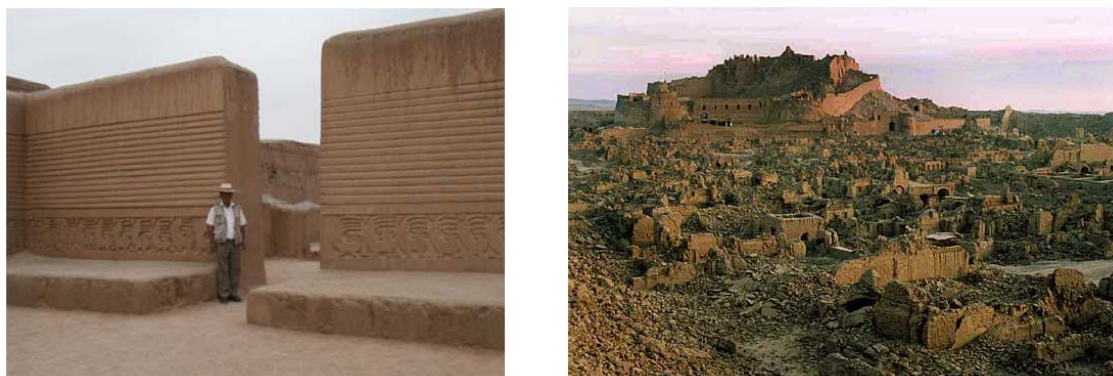



Figura 5.2 Il sito archeologico di Chan Chan (Perù) e l'equivalente iraniano (Arg-e-Bam).

Ciò nonostante, le abitazioni vernacolari attuali che abbiamo imparato a conoscere sono costruite senza interventi di professionisti, di bassa qualità, e tendono ad imitare la moderna architettura; quindi al bando l'imponenza e si passa a muri snelli, grandi finestre, piante irregolari e più piani di elevazione. La loro elevata vulnerabilità è evidente, così come il bisogno di rinforzi strutturali adeguati.

5.1 Evoluzione del comportamento

Il comportamento degli edifici in Adobe subisce grandi mutamenti mano a mano che le scosse sismiche aumentano di magnitudo. Finché l'edificio non è danneggiato, risponde in modo elastico e l'uso di tecniche analitiche può approssimare questo comportamento dinamico. Se, invece, i muri si fessurano e si formano blocchi di Adobe indipendenti, l'applicazione di analisi elastiche standard è discutibile, perché l'Adobe non è più un materiale continuo. Dopo che si è sviluppato il panorama fessurativo, la stabilità dei muri dipende dalla gravità; perciò l'attrito tra i blocchi di Adobe, e la legge di Coulomb ad esso collegata, diventano importanti.

La fessurazione avviene quasi certamente durante gli eventi sismici maggiori, quando gli sforzi nei muri eccedono la resistenza a trazione dell'Adobe, ma in scala minore è una caratteristica intrinseca delle abitazioni in terra in generale. Mentre le fessure propagano, le caratteristiche della risposta dinamica della struttura variano notevolmente: la frequenza di vibrazione fondamentale diminuisce drasticamente, mentre gli spostamenti dei muri, o dei blocchi di Adobe, possono crescere di due o tre ordini di grandezza. I movimenti lungo le fessure diventano fondamentali, poiché le fessure si intersecano e i blocchi di Adobe indipendenti si sono già formati. Perciò, finora, il comportamento dinamico di questo tipo di strutture danneggiate non può essere previsto facilmente mediante l'utilizzo delle tecniche analitiche, che sono applicabili più propriamente per la modellazione della risposta elastica di edifici in Adobe continui, non danneggiati.

5.1.1 Comportamento elastico

Il comportamento elastico della maggior parte delle strutture in Adobe è caratterizzato da una risposta a relativamente alte frequenze, e piccoli spostamenti e distorsioni. Anche se il materiale Adobe ha un modulo elastico basso (tipicamente meno di 690 MPa) comparato a quello di altri materiali da costruzione, i muri di solito sono abbastanza spessi, con poche aperture, quindi relativamente rigidi. La frequenza del modo principale di vibrazione di una tipica abitazione a un piano varia nel range di 5 -10 Hertz. Per strutture di Adobe più grandi, come le chiese, la frequenza del primo modo si abbassa nello stato non danneggiato, ma rimane relativamente alto se comparato con le frequenze dello stesso edificio dopo la comparsa delle fessure.

5.1.2 Fessurazione iniziale

In realtà, come già accennato, delle fessure sono quasi sempre presenti negli edifici storici in Adobe, come risultato dell'attività sismica passata, dei cedimenti di fondazione o dei crolli dei muri. Le cricche, di solito, si sviluppano nelle zone ad alta concentrazione di sforzi: agli angoli di porte e finestre, all'intersezione di muri perpendicolari e alla base degli stessi. Le fessure alle porte e alle finestre possono poi diramarsi a causa di forze nel loro piano (taglio) o fuori dal piano (flessione). Fessure verticali o diagonali alle intersezioni dei muri sono risultato di una combinazione di sforzi di trazione e flessione. Il movimento fuori dal piano di muri lunghi spesso si manifesta con una fessura orizzontale vicino alla base del muro. Nei muri massicci delle grandi chiese, ad esempio, possono nascere fessure orizzontali da 1,5 a 3 metri di altezza dalla base.

La performance di una casa in Adobe dipende sostanzialmente dallo spessore delle sue murature. Si definiscono quindi muri spessi, moderati o snelli in funzione della snellezza S_L, definita come rapporto altezza/spessore:

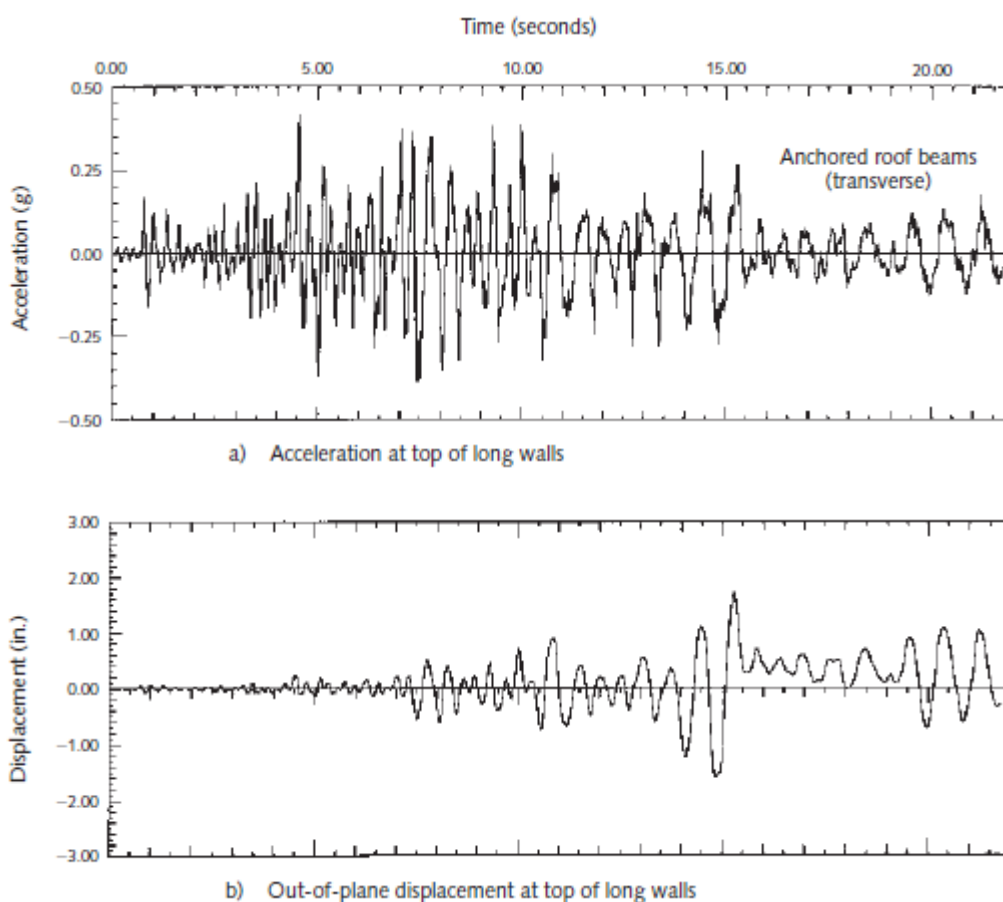
- Spessi: $S_L < 6$;
- Moderati: $S_L = 6 - 8$;
- Snelli: $S_L > 8$.

Muri snelli si instabilizzano presto, dopo l'inizio della fessurazione. Al contrario, un muro spesso di Adobe deve fare molta strada prima di instabilizzarsi dopo la prima fessura. Un edificio subisce molti cambiamenti delle sue caratteristiche dinamiche mano a mano che le fessure propagano e sopporta spostamenti molto più grandi di quelli relativi alla fessurazione iniziale, prima di avvicinarsi all'instabilità.

5.1.3 Cambiamenti del comportamento dinamico

E' già stato sottolineato il fatto che dopo la prima fessurazione il muro in Adobe ha ancora risorse resistenti in sé. Per lungo tempo, nei muri *out-of-plane*, la frequenza diminuisce e gli spostamenti aumentano. Per dimostrarlo si fa riferimento a delle sperimentazioni condotte

dal Getty Seismic Adobe Project su tavola vibrante, riportate su un articolo sempre del Getty Conservation Insituite[10].

Il primo diagramma (Figura 5.3a) mostra l'accelerazione fuori piano del muro; il secondo (Figura 5.3b) mostra gli spostamenti dell'edificio durante il movimento sismico, in funzione del tempo, mentre la fessurazione propaga. Più o meno a metà della *time history* l'accelerazione del muro incomincia a diminuire, la frequenza fondamentale decresce e gli spostamenti si impennano. Il terzo diagramma (Figura 5.4c) mostra l'accelerazione del muro durante il secondo test effettuato. Anche se si imprime un movimento del terreno più grande di circa il 30%, sia il valore di picco dell'accelerazione del muro, sia la frequenza del primo modo, sono diminuiti. Si vede che la propagazione delle fessure ha avuto il suo effetto.

[10] E. L. TOLLES – E. E. KIMBRO – W. S. GINELL, Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Rettrofitting of Historic Adobe Structures, Getty Conservation Institute Pubblications, Los Angeles, 2002.

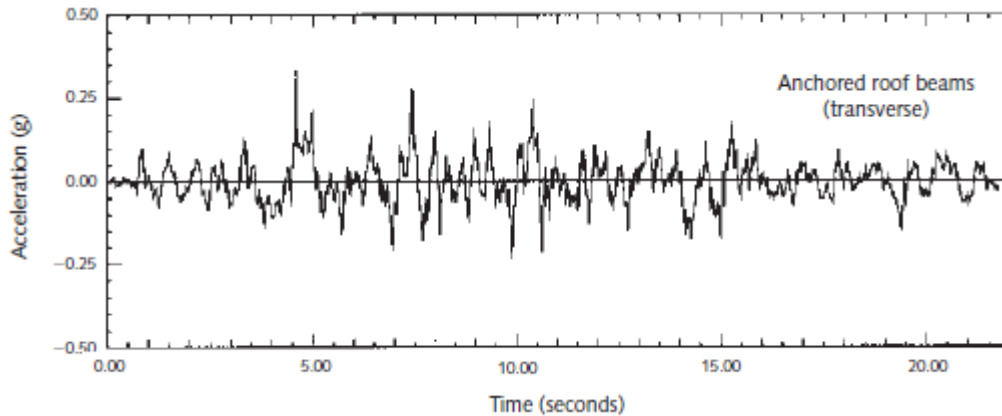



Figura 5.3 Diagrammi delle accelerazioni fuori piano della cima dei muri: (a) mostra il decremento dell'accelerazione durante il terremoto, (b) l'incremento degli spostamenti col tempo. Durante il test successivo (c) l'input di spostamenti della tavola vibrante è maggiore di circa il 30% rispetto al precedente, ma le accelerazioni sono minori a causa della fessurazione.

La differenza tra spostamenti fuori piano di muri danneggiati e integri si vede con chiarezza da un paragone diretto tra gli spostamenti fuori piano dei due diversi modelli sottoposti allo stesso test. Nei risultati di Figura 5.4 gli spostamenti del muro fessurato sono circa 10 volte superiori rispetto a quelli del muro intatto. In accordo, la frequenza dovrebbe essere molto più bassa.

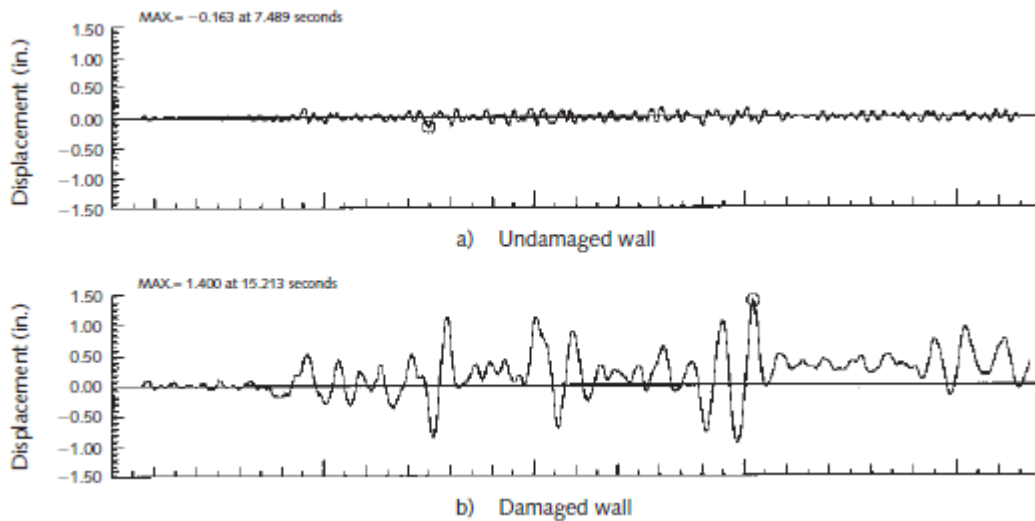



Figura 5.4 Paragone tra gli spostamenti fuori piano durante lo *shaking-table* test di un muro non danneggiato (a) e uno sostanzialmente fessurato (b).

Gli spostamenti e le accelerazioni nel piano del muro, invece, hanno un cambiamento trascurabile con l'evolvere della cricca, e non sono, di solito, cruciali per la stabilità della struttura. Mentre le fessure propagano e i blocchi scorrono, l'attrito tra le porzioni di muro adiacenti limita gli spostamenti nel piano molto di più che quelli fuori piano, perché le porzioni di muro sono più confinate. Tuttavia, quando si sviluppa una fessura diagonale all'angolo dell'edificio, si può concretizzare un collasso progressivo, sia nel piano sia fuori piano.

5.2 Caratterizzazione del danno

In un edificio di Adobe durante i cicli del terremoto, mentre il danno cresce, la grandezza delle fessure aumenta e la frequenza propria diminuisce. Quando il quadro fessurativo si è sviluppato completamente, ogni muro è diventato un insieme di vari blocchi irregolari e segmenti di muro. Questi blocchi possono coprire tutta l'altezza del muro, o possono andare da una finestra a una porta, o prendere un angolo di intersezione. Nella maggior parte delle situazioni si possono creare vari tipi di danno che non agiscono indipendentemente tra loro, bensì in combinazione. Di seguito vedremo i principali.

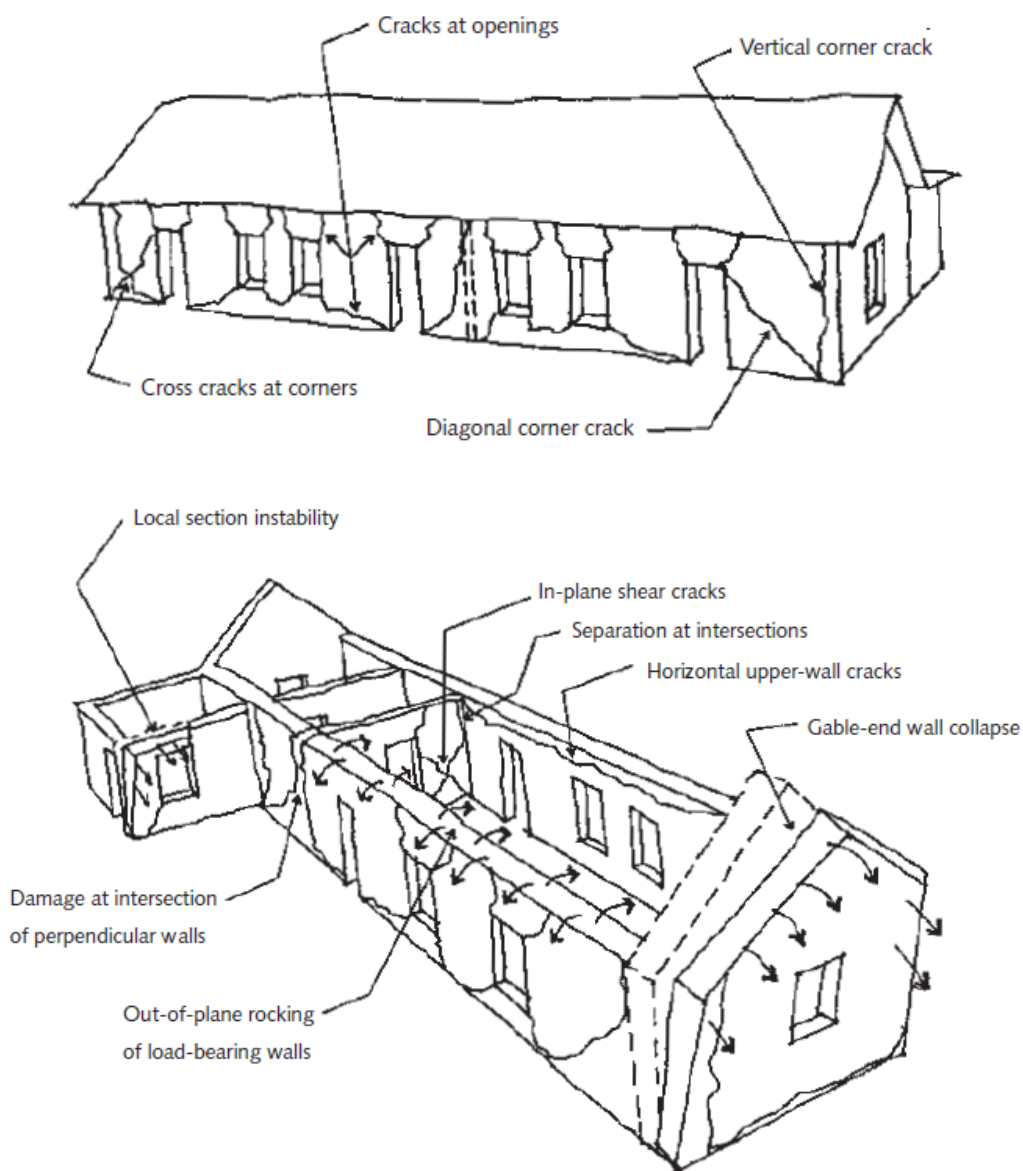



Figura 5.5 Tipico quadro fessurativo osservato dopo il terremoto a Northridge nel 1994 su edifici in Adobe[11].

[11] E. L. TOLLES – E. E. KIMBRO – W. S. GINELL, Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Rettrofitting of Historic Adobe Structures, Getty Conservation Institute Pubblications, Los Angeles, 2002.

5.2.1 Fuori piano

Durante i terremoti il suolo trema in quasi ogni direzione e genera forze d'inerzia che i materiali da costruzione dovrebbero essere in grado di sostenere. Dato che la resistenza a compressione dell'Adobe è molto più alta di quella a trazione, nelle zone soggette a sforzi di trazione nascono fessure che possono diventare significative. Le forze sismiche perpendicolari ai muri producono una flessione fuori piano (*out-of-plane bending*) del muro: la fessurazione parte agli angoli esterni, dove sono maggiori gli sforzi di trazione. Si producono grandi fessure verticali, che corrono lungo i lati dei muri e li separano l'uno dall'atro. Contemporaneamente si sviluppa una fessura orizzontale che corre lungo la base del muro. A questo punto, se il tetto non si comporta come un diaframma rigido e non tiene insieme la struttura, il muro vacilla sulla base ruotando sulla fessura orizzontale e si ribalta (*overturning*). Questo fenomeno è addirittura favorito dalla spinta laterale del tetto, se quest'ultimo è spingente.

Figura 5.6 Fessure verticali causate da sollecitazioni fuori piano (Messico).

Figura 5.7 Fessure verticali tra muri ortogonali e ribaltamento di muri di facciata causati dal terremoto di Pisco (Perù), 2007.

Le facciate, di solito, sono le prime a collassare durante il sisma, ribaltandosi sulla strada adiacente, poiché di solito questo meccanismo di flessione avviene in un muro tra due muri ad esso trasversali. Secondo gli esperti, le fessure causate da forze fuori piano si propagano

su muri non danneggiati di Adobe quando il valore di picco dell'accelerazione PGA raggiunge approssimativamente il valore di 0,2*g*. Se il muro non si ribalta il danno, oltre alle profonde fessure verticali, non è diffuso. I principali fattori che influenzano la stabilità fuori piano sono i seguenti:

- snellezza e spessore del muro;
- connessione tra i muri e il tetto (o il piano superiore);
- differenza tra muri portanti o non portanti;
- distanza tra le intersezioni dei muri;
- condizioni della base del muro.

La snellezza del muro è un fattore fondamentale per la determinazione della sua stabilità (resistenza al ribaltamento). E' molto improbabile ribaltare un muro spesso ($S_L < 6$), translerebbe orizzontalmente sulla base prima di ribaltare. Al contrario di muri snelli ($S_L > 8$), suscettibili a ribaltamento e instabilità a metà altezza . L'ammorsamento tra i muri e le connessioni con il tetto migliorano notevolmente l'instabilità fuori piano, anche se non si può dire che gli orizzontamenti rappresentino dei diaframmi rigidi. I carichi verticali sui muri destabilizzano notevolmente durante l'oscillazione (*rocking*) causata dal sisma, così come l'erosione alla base del muro facilita la formazione di una cerniera.

Possono anche verificarsi crolli parziali che seguono le fessure che si sono create nel muro (Figura 5.8b) o crolli che coinvolgano tutta la parete fino al tetto (Figura 5.8a).

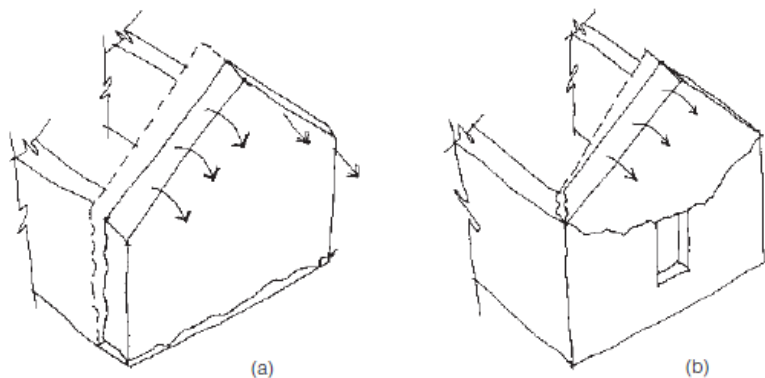



Figura 5.8 Ribaltamento fuori piano della parete di facciata (a), crolli parziali (b).

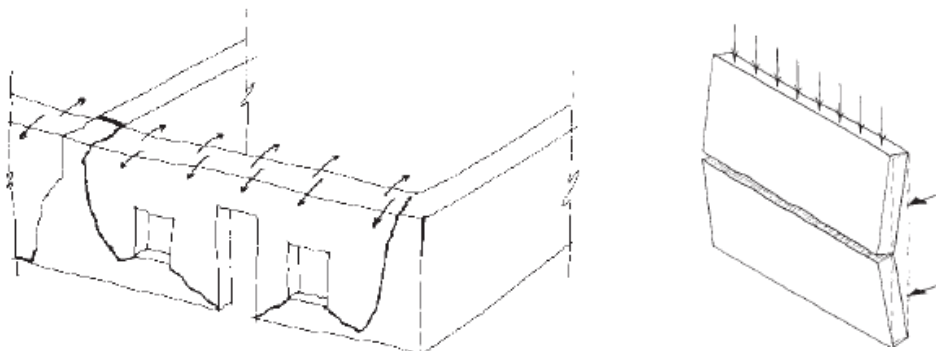



Figura 5.9 Flessione fuori piano del muro e danno flessionale fuori piano a metà altezza.

5.2.2 Nel piano

Le forze sismiche che agiscono sul piano dei muri, invece, generano sforzi di taglio che producono fessure diagonali (approssimativamente a 45°) , che solitamente seguono i giunti di malta tra i mattoni, formando un percorso spezzato. Le tipiche fessure a X (o a croce di Sant'Andrea) sono causate dalle sequenze del moto del terreno, che genera forze di taglio che prima agiscono in una direzione e poi in quella opposta. Le fessure per taglio spesso iniziano agli angoli di porte e finestre, dove c'è una concentrazione degli sforzi. Se il movimento sismico continua dopo che i muri di Adobe si sono fessurati, la costruzione si rompe in pezzi separati che possono cadere indipendentemente. Il danno può essere molto diffuso e la sua gravità è valutata anche in funzione degli spostamenti differenziali avvenuti.

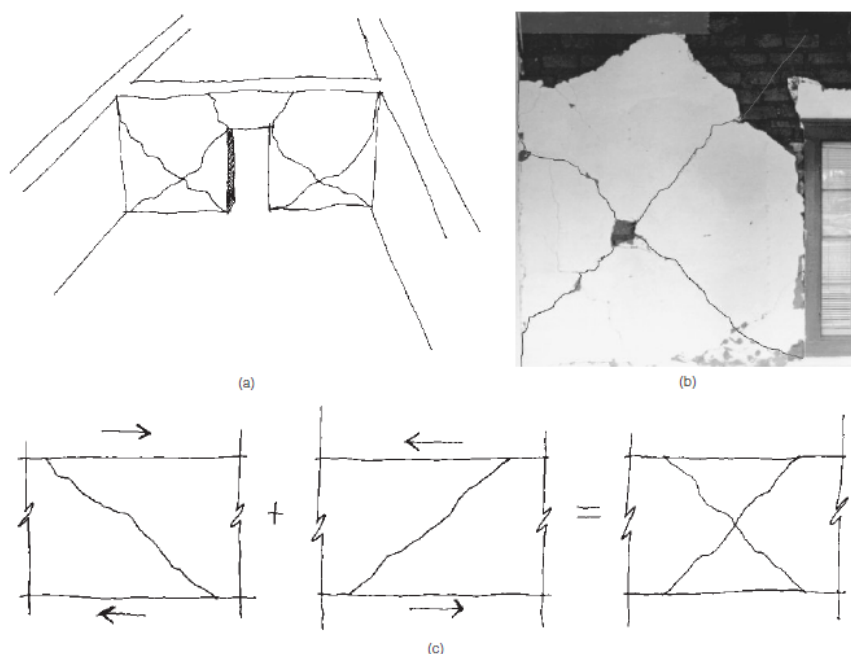



Figura 5.10 (a) e (b) Fessure a croce di Sant'Andrea in muri sollecitati a taglio, (c) come si creano le fessure a X in un muro soggetto a spostamenti alternati nelle due direzioni.

Esistono altri possibili tipi di danneggiamento che nascono da una combinazione di forze nel piano e fuori dal piano, oltre che da queste due modalità isolate l'una dall'altra.

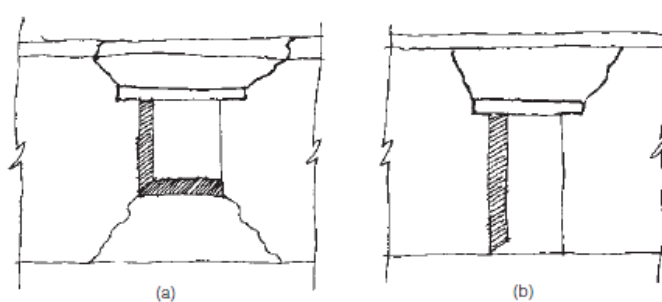



Figura 5.11 Fessure che si nucleano in corrispondenza dei punti a maggior concentrazione di sforzi: angoli di finestre (a) e porte (b).

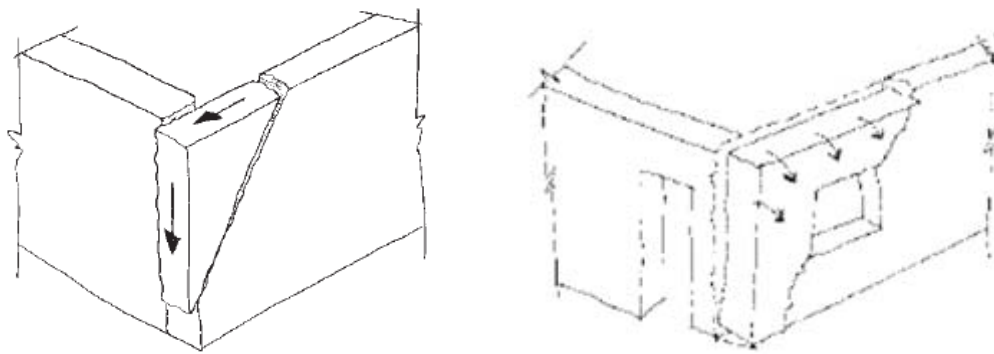



Figura 5.12 ***Corner crack*** **e instabilità locale all'angolo di un edificio.**

5.3 Terremoto di Pisco 2007

Il 15 agosto 2007 un terremoto violento di 210 secondi[12] colpì la costa centrale del Perù. La magnitudo dell'evento secondo la National Earthquake Information Center (NEIC) e il Peruvian Geophysical Institute (IGP) è stata: $M_L = 7.0$, $M_S = 7{,}9$ e $M_W = 8.0$ (magnitudo locale, superficiale e momento) e al massimo della scala VIII Mercalli. L'epicentro era localizzato nell'oceano Pacifico, a 40 *km* di profondità e a 50 *km* a ovest delle province di Chincha e Pisco. Dopo un mese dalla scossa il National Insitute for Civil Defense of Perù conta 593 morti, 318 dispersi, più di 70.000 case collassate e più di 33.000 abitazione danneggiate[13].

Durante una *damage survey* svolta dopo il terremoto di Pisco del 2007[14], la modalità di collasso più comune osservata nelle costruzioni in terra, specialmente in quelle con muri snelli, fu il ribaltamento delle facciate e il loro collasso sulla strada adiacente. Questo fenomeno è causato dalla resistenza delle intersezioni tra il muro di facciata e quelli ad essa ortogonali, che è troppo bassa per affrontare il movimento causato dalle scosse sismiche. Successive osservazioni hanno constatato che la dimensione del danno, subito dagli edifici quando i loro muri sono collassati, era direttamente correlata alle travi del tetto: se esse fossero collegate alla sommità del muro di facciata oppure no. Se il tetto era supportato dalla facciata, il collasso di quest'ultimo provocava il crollo del tetto e quindi il collasso totale. Al contrario, se le travi del tetto poggiavano sui muri perpendicolari alla strada, il tetto rimaneva in equilibrio preservando l'interno dell'abitazione e chi ci fosse all'interno.

---

[12] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – P. PATRON – M. STANOJEVICH – A. RUBINOS, A human development approach for the construction of safe and healty Adobe houses in seismic areas, 14th WCEE, Beijing, 2008.
[13] A. SAN BARTOLOME' – D. QUIUN – L. ZEGARRA, Performance of reinforced Adobe houses in Pisco, Perù earthquake, 14th WCEE, Beijing, 2008.
[14] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – N. TARQUE, Observed behavior of earthen structures during the Pisco (Perù) earthquake of August 15, 2007, 14th WCEE, Beijing, 2008.

Figura 5.13 Ribaltamento fuori piano delle facciate e collassi di interi edifici.

Molti edifici in Adobe localizzati agli angoli delle strade hanno sofferto un pesante danno strutturale, causato dal collasso delle due facciate e del tetto. Le fessure prodotte all'angolo dei due muri di facciata erano sia verticali, sia diagonali. Le fessure diagonali si estendevano dall'angolo di ogni muro fino alla base della casa, formando un tracciato a 'V'. E' stato notato, inoltre, che i muri degli edifici moderni sono più suscettibili al collasso causato da carichi fuori piano, a causa della loro maggiore snellezza rispetto ai muri più vecchi. Molte delle case di quell'area avevano solo 1 o 2 stanze chiuse, il tetto era costituito da legno e canne schiacciate, o cartone come isolamento e strati di paglia. Il pavimento era solo terra compattata.

Figura 5.14 Fratture diagonali in case di Adobe agli angoli delle abitazioni.

I ragionamenti, alla fine, ritornano sempre alla distinzione tra sollecitazione fuori piano o nel piano: ribaltamenti o fessurazione diagonale lungo i letti di malta. E, alcune volte, come nel caso dei crolli agli angoli, una combinazione dei due. Secondo un articolo del 2000 di Webster e Tolles[15], le fessure verticali alle intersezioni dei muri e le fessure diagonali agli angoli di porte e finestre sembrano iniziare ad un'intensità sismica compresa tra un PGA di 0,1*g* e 0,2*g*. Il danno poi cresce all'aumentare dell'intensità sismica.

[15] F. WEBSTER – L. TOLLES, Earthquake damage to historic and older Adobe buildings during thr 1994 Northridge, California Earthquake, 12th WCEE, Auckland, 2000.

Il terremoto di Pisco è stato il primo in cui c'è stata un'immediata e forte risposta del governo, supportato da Università e associazioni. E' stato subito creato un fondo per l'emergenza e organizzato un piano di intervento, che comprendesse una valutazione dei danni e progetti di ricostruzione. Era stato previsto un bonus di 6.000 soli (circa 2.000 US$) per abitazione da ricostruire e un kit di materiali da usare per una casa igienica e sicura.

Nel suo libro[16], Amartya Sen (premio Nobel per l'economia nel 1998) afferma che lo sviluppo di una società può essere misurato come il grado di libertà che i suoi componenti hanno. In una società sviluppata la popolazione ha la libertà di scegliere come vivere. Secondo l'autrice, la libertà ha varie dimensioni: politica, mezzi economici, opportunità sociali, garanzie di trasparenza e sicurezza. Come si raggiunge lo sviluppo? Molte nazioni scelgono di incrementare la loro dimensione economica (per esempio incentivando investimenti stranieri) sperando che il resto segua da sé. Purtroppo, spesso, questo non accade, la qualità della vita della maggioranza delle persone non migliora. E' invece possibile aumentare il livello di sviluppo della società concentrandosi su quegli aspetti che non necessitano grandi somme di denaro, soprattutto nei paesi in via di sviluppo. Piccoli sforzi verso un'educazione, sanità e sicurezza migliori possono portare a grandi risultati sotto forma di opportunità maggiori per la popolazione. Una chiave importante dello sviluppo è, quindi, espandere la possibilità delle persone di avere la libertà di vivere una bella vita. Che è proprio il ragionamento del paragrafo riguardante gli aspetti socio-economici (§ 2.4): noi abbiamo la libertà di scegliere come e se aiutarli. Loro non hanno neanche la possibilità di scegliere di vivere in una casa più sicura.

In quest'ottica, tragedie come i terremoti danno la possibilità unica di implementare un progetto di ricostruzione che riguardi lo sviluppo della libertà umana e dello stato intero. Dal terremoto di Pisco in poi, questa grande responsabilità è stata messa in risalto, insieme a tutte le difficoltà ad essa connesse. Tra quest'ultime ci sono la complessità del raggiungimento della popolazione, il suo coinvolgimento, la sua formazione e ciò che sta alla base di tutto questo: i soldi, sia del governo sia delle famiglie. La *geomesh* inserita come rinforzo nei manuali tecnici redatti dalla PUCP per il governo costa 1,50 US$ al m^2, quindi 375 US$ per una casa di 50 m^2, nel caso invece della *wire mesh* sono circa 200$ per una tipica casa a un piano. Oltre ai suddetti manuali distribuiti alla popolazione, nelle zone colpite sono state organizzate lezioni pratiche aperte a tutti, sono stati proiettati videotape sulla tecnica costruttiva, si è tentato in molti modi di coinvolgere e convincere le persone a modificare la loro tradizione. Purtroppo è difficile sia persuaderli, sia essere presenti ovunque. Inoltre, non può essere un investimento per tutti e per il futuro quello che costa 375$, il governo non ha soldi abbastanza.

[16] A. SEN, Development as freedom, New York, Anchor books (Random House), 2000.

6 Miglioramento risposta sismica

Alcune caratteristiche progettuali che migliorano il comportamento delle strutture alle sollecitazioni sismiche sono:

1) leggerezza delle strutture;
2) assenza di punti critici a causa della concentrazione degli sforzi;
3) distribuzione simmetrica degli elementi resistenti;
4) continuità di forme e volumi;
5) uniformità delle distribuzioni di massa e rigidezza;
6) adeguate connessioni dei muri;
7) esistenza di un diaframma rigido;
8) sufficiente resistenza per sopportare gli sforzi;
9) spostamento di interpiano limitato.

E' evidente che l'Adobe sia pesante, che gli spigoli di porte e finestre siano punti critici per la concentrazione degli sforzi, che le case a un piano di Adobe si sforzino già di distribuire bene resistenza, massa e rigidezza, e di essere regolari in pianta e in elevazione, che gli ammorsamenti dei muri dipendano dalla capacità del costruttore e che i tetti che ci sono nello stato di fatto non possano essere considerati diaframmi rigidi.

Quindi, una volta rispettate le raccomandazioni basiche e semplici (riportate anche nella descrizione della tipologia costruttiva della casa tipo) inerenti una buona costruzione dell'abitazione in Adobe, ci si scontra ugualmente con la sua instabilità che le appartiene intrinsecamente in caso di terremoto. Urgono rinforzi strutturali ulteriori che però tengano conto della tradizione locale, dei mezzi economici e delle risorse ambientali disponibili.

Di seguito vengono proposti una serie di rinforzi plausibili, che però troveranno la loro validità solo nelle sperimentazioni svolte nelle Università e nella modellazione al computer.

6.1 Rinforzi per abitazioni nuove

6.1.1 Armature interne di canne o acciaio

Questo tipo di rinforzo consiste semplicemente nel posizionare delle armature interne alla muratura di Adobe in direzione orizzontale e verticale. In teoria i rinforzi verticali dovrebbero essere ancorati alla fondazione di calcestruzzo e vanno distanziati di circa 1,5 volte lo spessore del muro. Gli strati orizzontali sono fatti da canne spaccate e devono essere posate ogni poche file di mattoni di Adobe, dopodiché devono essere opportunamente collegate all'armatura verticale. Infine questo reticolo interno di canne deve essere ancorato alla corona di legno in sommità, se presente.

L'obiettivo è quello di migliorare le connessioni tra i muri, aumentare la resistenza e la duttilità.

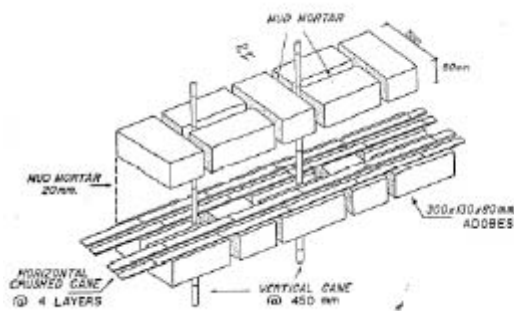



Figura 6.1 Armature interne di canna (verticali e orizzontali), successivamente ancorate alla corona in legno.

I professionisti dei cosiddetti paesi "avanzati" penserebbero immediatamente a delle armature metalliche, che sono duttili e resistenti. Ma bisogna sempre fare i conti con le disponibilità locali: per esempio sulla costa nord del Perù i tetti sono fatti con la caña del Guayaquil (città del vicino Ecuador), quindi la muratura armata potrebbe essere una soluzione adottabile. Per quanto la tecnica costruttiva diventerebbe più complessa e, quindi, più delicata la sua realizzazione. Inoltre, è improbabile che per una ricostruzione di grandi dimensioni ci sia abbastanza disponibilità di materiale a basso costo per tutti.

Anche nella Normativa del Perù (Figura 6.2) è previsto l'uso di rinforzo interno di bamboo o similari per l'Adobe: sono raccomandati un buon ancoraggio alla base, alla corona in sommità e agli angoli dei muri; l'armatura orizzontale deve essere disposta al massimo ogni 4 file, o in generale ogni 40 *cm*, e in coincidenza col bordo inferiore o superiore di tutte le aperture. Tutti i vuoti vanno riempiti con la malta, si può usare la canna matura e secca, rami dritti e secchi di eucalipto o simili.

La normativa cita anche come *refuerzos especiales* le maglie o *mesh* di fili di varia natura, le colonne e le travi di calcestruzzo.

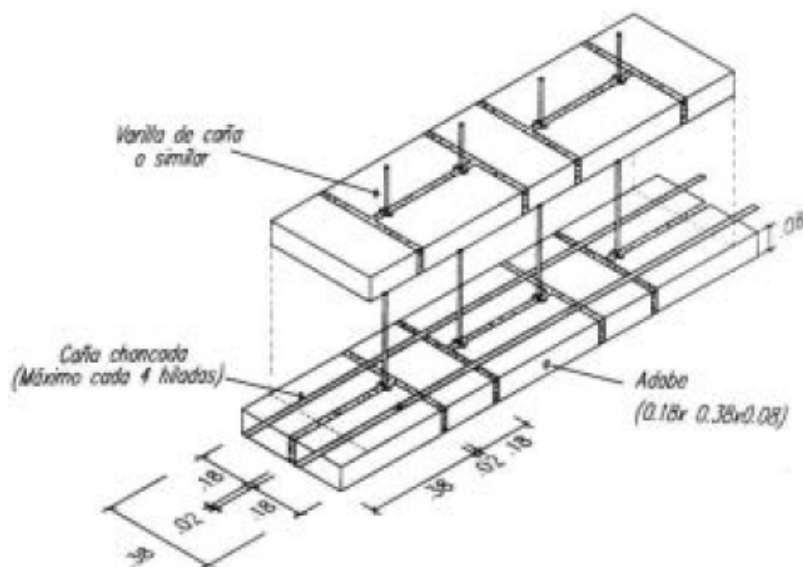



Figura 6.2 Disposizione delle armature interne alla muratura di Adobe da Normativa del Perù.

6.1.2 Armature esterne di canne

Un'ulteriore modalità di rinforzo, sempre sfruttando le qualità e le capacità strutturali delle canne di bamboo o Guayaquil, consiste nel formare un reticolo di canne esterno al muro e non interno (volendo solo in direzione verticale). E', forse, di più semplice realizzazione, è applicabile anche su edifici esistenti e i risultati sono comunque accettabili.

Figura 6.3 Armature esterne di canne di bamboo o di Guayaquil.

In Figura 6.4 i rinforzi verticali sono di canne di bamboo, quelli orizzontali sono semplicemente delle corde. Da dei buchi, fatti in precedenza sui muri, si fanno passare dei lacci che colleghino i rinforzi all'interno del prototipo che simula una casa con quelli all'esterno. In una metà della casa le canne di bamboo sono state ricoperte da uno strato di fango, che funge da sorta di intonaco.

Questa sperimentazione[17] risale al 2004 in un progetto congiunto della PCUP e del Getty Conservation Institute; il modello appena descritto fu testato in parallelo allo stesso modello di casa, ma rinforzato con una *mesh* polimerica industriale. I risultati mostrano che posare una *mesh* di origine naturale (canne esterne di bamboo e corde) o industriale (polipropilene) su entrambe le facce del muro e collegarle attraverso lo spessore dello stesso, è una maniera efficace di evitare il parziale o totale collasso delle case in Adobe, anche durante i terremoti più severi. Se i rinforzi non sono coperti dallo stucco, soprattutto la *mesh* industriale, la resistenza iniziale è la stessa di quella di un muro non rinforzato; difatti, questo genere di sostegno strutturale entra in azione solo dopo la fessurazione. In

[17] D. TORREALVA – J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET, Earthquake Resistant Design Criteria and Testing of Adobe Buildings at Pontifica Universidad Catolica del Perù, Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

quel momento, i rinforzi confinano i diversi blocchi isolati di muro che si sono formati, prevenendo o ritardando il collasso totale o parziale.

In generale, lo strato di fango sopra i rinforzi migliora notevolmente la resistenza al taglio iniziale e la rigidezza del muro, controllando gli spostamenti laterali e prevenendo una dilagazione delle fessure. Tuttavia, la *mesh* di polimeri può essere considerata come il limite superiore di questi tipi di rinforzi esterni e il reticolo esterno naturale di bamboo e corde, a causa della spaziatura maggiore tra gli elementi verticali e orizzontali, come il limite inferiore. La tabella dei dati della sperimentazione è riportata nel prossimo capitolo dedicato più propriamente ai test in laboratorio, nel paragrafo in cui vengono analizzate le *mesh* (§ 7.3).

Figura 6.4 *Mesh* esterna di origine naturale, costituita da canne (in direzione verticale) e corde (orizzontale e diagonale).

6.1.3 Corona o *crown beam*

La corona in legno o *crown beam* o *ring beam* è molto importante, è già stato inserito in tutti i manuali e non è di difficile realizzazione. La materia prima è sempre il legno, che in certe zone scarseggia e non è disponibile per tutta la popolazione. Il suo ruolo è quello di garantire un comportamento d'insieme della struttura, tenendo uniti i muri e sostituendo il tetto nella sua funzione di diaframma rigido. Se la corona è presente, è lecito ipotizzare che gli spostamenti della sommità di tutti i muri siano vincolati gli uni agli altri. A livello di modellazione si potrebbe imporre il vincolo di diaframma rigido nel piano del tetto e concentrare la massa nel nodo master. Di conseguenza tutti gli spostamenti del diaframma rigido sarebbero dipendenti dallo spostamento del nodo master, che è posto nel baricentro del tetto. Si diminuiscono i gradi di libertà e la modellazione diventa più leggera.

Come si costruisce una *crown* o *ring beam* adeguata è già stato spiegato nel paragrafo 4.2.5.4 appartenente al capitolo che descrive la tipologia costruttiva, ma di seguito si propone un breve sunto. Tra gli aspetti negativi c'è l'impiego del cemento nella miscela che si getta all'interno degli assi di legno, questo tipo di materiale non è facilmente reperibile per la popolazione meno abbiente. Tuttavia l'affidabilità e il miglioramento che questo accorgimento strutturale comporta è fuori dubbio. Anche in Italia per gli edifici in muratura di nuova costruzione è obbligatorio un cordolo di calcestruzzo armato; e nelle sperimentazioni che saranno presentate sarà evidente che la corona in legno è diventata un elemento strutturale quasi scontato.

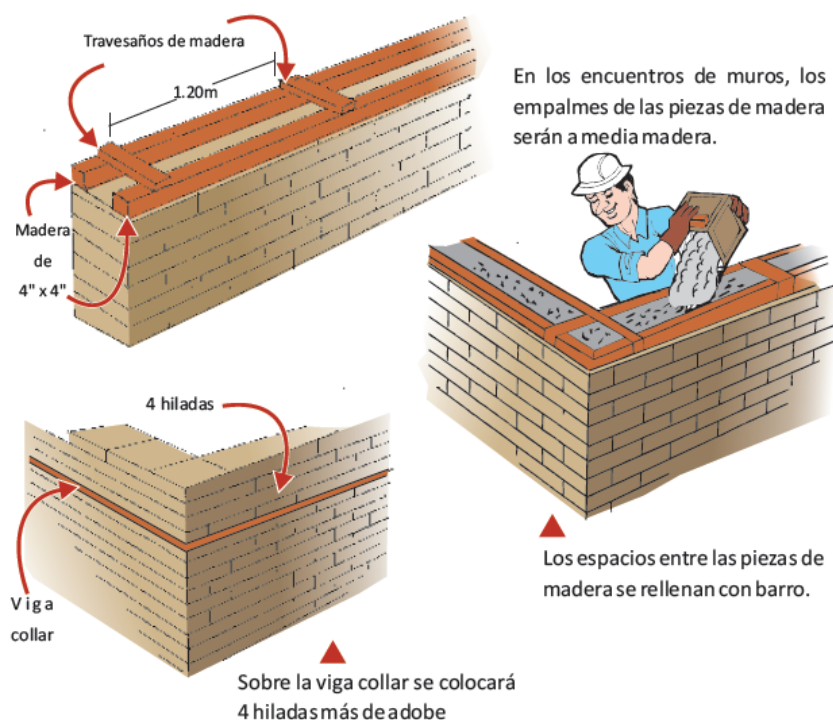



Figura 6.5 Corona in legno: posizionare le travi, riempire i vuoti con una sorta di calcestruzzo e proseguire con l'orditura del muro di Adobe.

6.1.4 Impasto fibro-rinforzato con juta, paglia o canapa

Abbiamo visto che la paglia è già prevista sia nella Normativa del Perù, sia nei manuali redatti dai professionisti per la popolazione, come additivo nell'impasto di mattoni e malta. Le proporzioni sono riportate nel capitolo 4, dedicato alla tipologia strutturale della casa tipo, così come i vari test pratici per verificare che l'impasto sia corretto. Tipicamente, la paglia si spezza in fibre di 5 *cm* di lunghezza e si aggiunge alla miscela di terra e acqua.

La sua funzione è quella di limitare la fessurazione, migliorare la coesione e la duttilità. Facendo sempre riferimento ai materiali disponibili in loco, anche la juta e la canapa sono ottime fibre naturali, che migliorano notevolmente il comportamento globale della struttura soggetta ad azioni orizzontali. La pericolosità delle case in Adobe risiede nel loro

comportamento inelastico e fragile, e nella debolezza della malta. Rinforzi di questo tipo sono poco costosi, semplici da mettere in pratica e disponibili in vari ecosistemi in modo spontaneo e naturale. In realtà, vedremo, che sarà la juta il materiale migliore, anche se in Perù si consiglia addirittura l'uso di erbaccia e cespugli, in assenza di paglia.

Si rimanda al capitolo successivo, riguardante la sperimentazione, per verificare e constatare quanto detto fino ad ora.

6.1.5 Mesh di propilene, pneumatici, plastica o metallo

Questo tipo di rinforzo è sicuramente più costoso e meno disponibile rispetto al precedente, o anche rispetto ai rinforzi in canne di bamboo e Guayaquil. Per esempio per una casa di Adobe a un piano con due stanze, che fosse rinforzata con una *mesh* fatta da una rete saldata in metallo, solo il rinforzo verrebbe a costare circa 200 dollari; decisamente fuori portata per una famiglia media dei sobborghi peruviani. Ma se si coinvolgono materiali di scarto come i pneumatici o le cosiddette "reti dei polli", è ben diverso che parlare di polipropilene o altri materiali elaborati dalle industrie.

La posa corretta è già descritta da alcuni manuali ed è stata accennata nel paragrafo 4.2.4, di seguito si propone una trattazione più completa e, come al solito, si rimandano al capitolo sulla sperimentazione e sulla modellazione le altre valutazioni.

La *mesh* si può posare sia su tutta l'estensione del muro, internamente e esternamente, sia solo su alcune parti di esso a simulare colonne e travi. E' importante che sia ben collegata e aderente al muro, per fare ciò sono previsti laccetti in plastica, o nylon, o rafia che si posizionano ogni 3 file di mattoni. La *mesh* è ancorata alla sovrafondazione, deve passare sopra la corona in legno e attraverso tutte le aperture, facendo attenzione ad un'adeguata sovrapposizione (almeno 65 *cm* agli spigoli, 25 *cm* altrimenti) dei lembi della maglia per garantire continuità. Deve essere legata con forza, facendo però attenzione a non danneggiare né i fili che la compongono né l'Adobe.

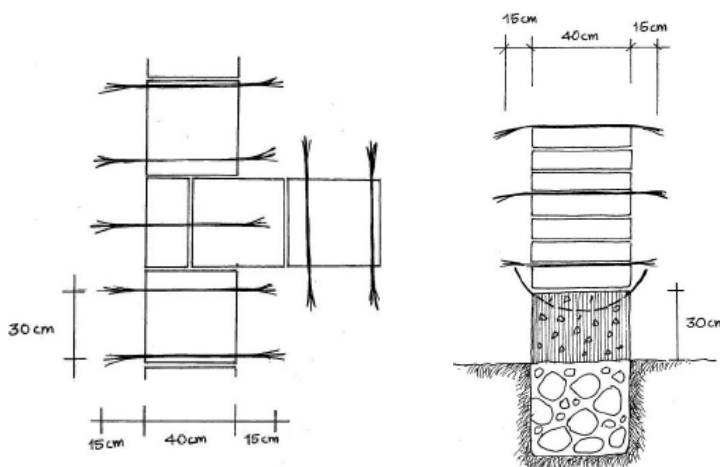



Figura 6.6 Collocazione dei lacci che servono per annodare e fissare la mesh ben aderente al muro, a partire dalla sovra fondazione.

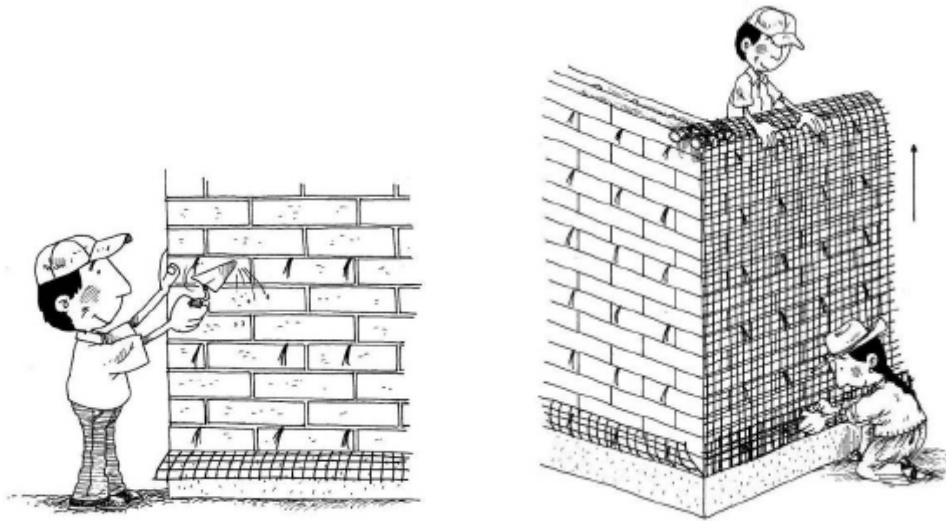
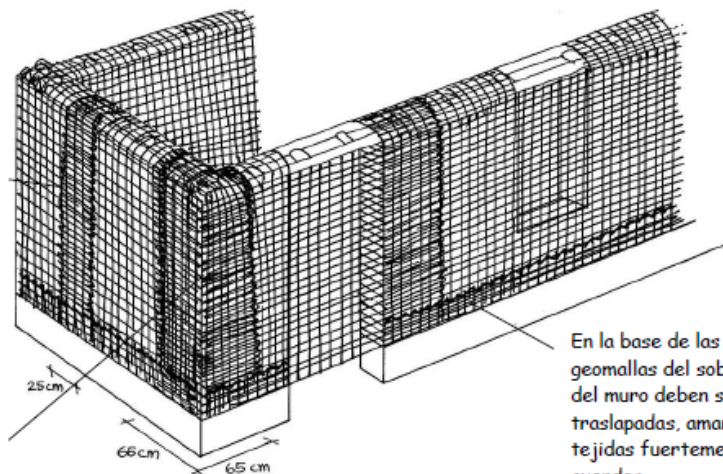



Figura 6.7 Pulizia del muro e della *geomalla* per eliminare il fango secco residuo. I lacci possono anche essere disposti sfalsati, per garantire più omogeneità. Dopodiché si srotola la *mesh* sul muro e si fissa con forza con i cordini dal basso verso l'alto, facendo attenzione che sia ben aderente alla parete e a non danneggiarla.

En las paredes, las geomallas deben traslaparse por lo menos 25 cm una sobre otra. Los traslapes deben amarrarse y tejerse fuertemente con las cuerdas.

25cm

66cm

65 cm

En las esquinas, las geomallas deben traslaparse 65 cm una sobre otra. Los traslapes deben amarrarse y tejerse fuertemente con las cuerdas.

En la base de las paredes, las geomallas del sobrecimiento y del muro deben ser traslapadas, amarradas y tejidas fuertemente con las cuerdas.

Figura 6.8 Fare attenzione alle sovrapposizione di 65 cm agli angoli, 25 cm altrimenti, e legare con forza alla base.

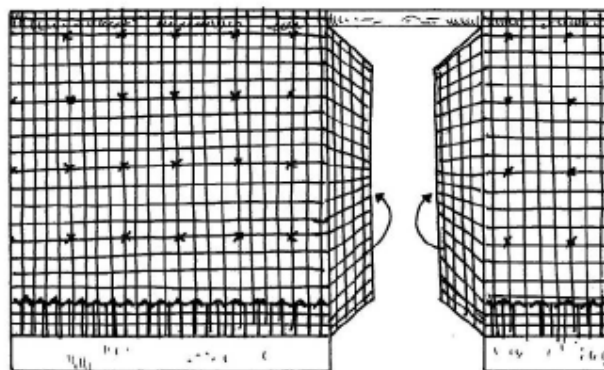



Figura 6.9 Tendere con energia la *mesh* all'interno delle aperture e fissarla con accortezza.

Infine, si stende uno o più strati di fango e paglia come intonaco (§ 4.2.7.1), che garantisce protezione dagli agenti atmosferici e l'adesione della *geomalla* al muro. Quest'ultimo aspetto è molto importante, vedremo il perché nel capitolo dedicato alla sperimentazione.

6.2 Rinforzi per abitazioni esistenti

Questo, purtroppo, è un argomento scottante e di rilievo. Al momento qualche alternativa per un tipo di rinforzo low-cost e low-tec per le abitazioni nuove è stato trovato: impasti fibrorinforzati con paglia o fibre naturali, rinforzi di bamboo, *mesh* con materiali di scarto, eccetera. Anche se il parere degli esperti è unanime nel constatare che ancora molta ricerca va fatta a riguardo. Ma la maggioranza delle case sono già state costruite: non si tratta solo di intervenire dopo il terremoto, quando parte la ricostruzione, è evidente che miliardi di persone sono in pericolo (adesso!) vivendo nelle loro tradizionali case di Adobe. Non si può aspettare che collassino grazie a un evento sismico per ricostruirle e renderle sicure.

E' già stata sottolineata la miopia della Normativa peruviana nel trascurare l'esistente, ma il problema è che al momento c'è pochissima ricerca a riguardo; ed effettivamente è molto meno semplice rinforzare un edificio già costruito, piuttosto che uno da realizzare da zero.

Rinforzi esterni come il telaio di bamboo (o simili) e la *mesh* in teoria sono applicabili, ma per una corretta adesione vanno distribuiti dei lacci all'interno dei letti di malta che tengano ben tesa la maglia e quest'ultima dovrebbe passare sopra le fondazioni e sotto il tetto. Anche il telaio di canne dovrebbe essere collegato dall'esterno del muro all'interno; senza rendere i rinforzi un tutt'uno col muro di Adobe questi ultimi lavorano indipendentemente e non si ottiene alcun risultato. Una soluzione è quella di forare il muro, simulare colonne e travi con una *mesh*, legare lo strato interno dei muri a quello esterno con dei lacci che passino dai fori praticati e ricoprire con della malta cementizia.

In questo modo gli strati che ricoprono entrambi i lati delle murature sono connessi, ma manca un collegamento solido con la fondazione e, molto probabilmente, non ci sarà continuità sotto il tetto.

Figura 6.10 Sequenza per il rinforzo di una casa esistente: si rimuove l'intonaco esistente e si fora il muro, si posa la *mesh* di fili metallici e i connettori che passano nei muri e infine si ricopre di malta.

Un'altra alternativa, che ha effettivamente effetti benefici sul comportamento della struttura, è quella di riprodurre colonne e travi all'esterno del muro con del calcestruzzo. Il problema è che sia la malta cementizia sia il calcestruzzo non rientrano nelle possibilità della popolazione povera, che non ha scelta oltre la casa in Adobe. Anche la stessa *mesh* vista in precedenza, se di origine artificiale, costa troppo. Questo tipo di rinforzo strutturale è ben aderente al muro di Adobe, lo rinforza dando alla struttura un telaio portante, ma è accessibile solo se sponsorizzato dal governo, quindi per poche case. A meno che non si usi una *mesh* di origine naturale, o proveniente da scarti industriali, e che l'intonaco che la ricopre non sia a base di cemento, ma ancora fango.

La certezza della bontà di questo rinforzo deriva dalla sperimentazione migliore che ci possa essere: un terremoto reale. Come riportato in un articolo del 2004[18], furono selezionate 20 case esistenti per l'applicazione di strisce di *mesh* di polipropilene ricoperte di malta cementizia in 6 province del Perù: Tacna, Moquegua, Ica, Huaraz, Trujillo e Cusco. Il terremoto del 23 giugno 2001, di magnitudo 8.4 scala Richter, ha causato danni importanti soprattutto nelle zone di Arequipa, Moquegua e Tacna. Le 6 case che furono rinforzate lì (3 a Moquegua e 3 a Tacna) hanno resistito al terremoto e alle scosse di assestamento senza danni evidenti, mentre le case vicine si sono fessurate o sono perfino collassate.

Figura 6.11 Case rinforzate e non rinforzate dopo il terremoto del 2001.

[18] A. SAN BARTOLOME' – D. QUIUN – L. ZEGARRA, Effective system for seismic reinforcement of Adobe houses, 13th WCEE, Vancouver, 2004.

7 Sperimentazioni

7.1 Adobe

Questo paragrafo riassume i risultati di prove statiche (compressione, compressione diagonale e taglio), pseudo statiche e dinamiche condotte alla PUCP dal 1978 in avanti.

7.1.1 Test di compressione su cubetti di Adobe[19]

Per i test di compressione, sono state fabbricate unità di Adobe di varie dimensioni nominali: la prima 20 x 40 x 8 *cm*, la seconda 30 x 60 x 8 *cm*. I mattoni sono stati creati da suolo argilloso misto a paglia, e sono stati seccati al sole per circa 2 settimane. Per ridurre la variabilità tutti i provini sono stati realizzati dalla stessa persona, i cubetti di Adobe sono stati ottenuti direttamente dai mattoni.

I risultati sono mostrati nella seguente tabella, è evidente che la resistenza a compressione dei cubetti di Adobe non varia sostanzialmente col passare del tempo.

Specimen ID	Compression strength (*MPa*)	
	Age > 1 year	Age= 1 month
1	1.80	1.30
2	1.40	1.60
3	1.20	1.40
4	1.50	1.70
5	1.30	1.50
6	1.50	1.50
Mean	1.44	1.50

Tabella 7-1 Risultati dei test di compressione su cubi di Adobe.

7.1.2 Test di compressione su pile di Adobe

L'obiettivo di questi test era dedurre la resistenza massima a compressione f_c della muratura composta da Adobe e malta, il modulo di elasticità E e la deformazione a rottura. I professori Vargas e Blondet nel 1978[20] e Vargas e Ottazzi nel 1981[21] testarono un totale di 120 pile di Adobe. Le dimensioni variano in funzione della snellezza (1:1, 1:1.5, 1:2, 1:3, 1:4 e 1:5). I mattoni hanno una dimensione di 20 x 40 x 8 *cm*, tra di essi è steso uno strato di

[19] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN, Investigation sobre vivienda rural, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1978.
[20] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN, Investigation sobre vivienda rural, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1978.
[21] J. VARGAS NEUMANN – G. OTTAZZI, Investigaciones en Adobe, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1981.

malta di varia natura: 89 provini furono realizzati con malta di fango, 31 con una combinazione di cemento, gesso e fango.

In questa tesi vengono riproposti i risultati solo dei provini con malta di fango. L'irregolarità della faccia superiore dei provini è stata corretta aggiungendo una malta di cemento e sabbia, in modo da ottenere una superficie piana. Poi sono state posizionate due piastre di acciaio agli estremi della pila, che hanno funzionato da piastre di carico. La forza assiale è stata applicata perpendicolarmente ai letti di malta, con un incremento sequenziale di 2,45 *kN* fino a collasso. Il test era a controllo di forza, le deformazioni sono state misurate con estensimetri posizionati anche all'interno della pila.

In tutti i casi la rottura è stata fragile (comportamento comune in caso di controllo di forza), il quadro fessurativo è variato molto: in alcuni provini le prime fessure sono nate al centro e sono propagate diagonalmente verso l'alto, mentre in altri si sono formate fessure verticali, parallele alla direzione di carico. In Tabella 7-2 sono mostrati in dettaglio i risultati ottenuti nel 1978, in quella seguente i risultati del 1981. ε_p rappresenta la deformazione misurata dagli estensimetri laterali ed ε_s dagli strumenti più in alto. Tuttavia, quest'ultimo parametro non è attendibile a causa dei movimenti relativi iniziali tra la piastra di carico e la muratura. Tutti i provini di Tabella 7-2 hanno una snellezza di 1:4 e sono stati testati ad 1 mese dalla loro realizzazione. In Tabella 7-3 si nota che la snellezza non influenza in modo considerevole la resistenza a compressione, anche se gli autori raccomandano di testare provini con dimensioni 1:4. Si evidenzia, anche, il fatto che l'età dei provini può essere un fattore importante, nonostante si consigli maggiore sperimentazione a riguardo. Una conclusione preliminare può attestare che la resistenza a compressione per pile di Adobe con rapporto di snellezza 1:4 va da 0,80 *MPa* a 1,20 *MPa*, a seconda dell'età del provino.

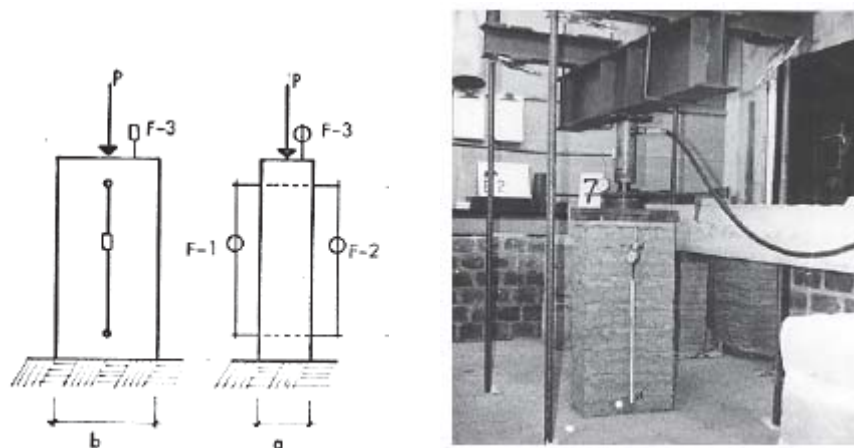



Figura 7.1 Pila di Adobe nello schema e nella realtà: F-1 e F-2 sono gli estensimetri laterali, F-3 è quello superiore.

Figura 7.2 mostra alcuni diagrammi sforzo-deformazione ottenuti dai test. E' chiaro che, essendo test a controllo di forza, la parte inelastica non può essere tracciata. Sono necessari test a controllo di spostamento per investigare tutte le proprietà del materiale. Il massimo picco di deformazione sembra essere maggiore di quelli di muratura e calcestruzzo.

ID	Dimension (m)	Maximum load (kN)	Compression strength (MPa)	ε_p (mm/mm x10^{-3})	ε_s (mm/mm x10^{-3})
C-1	0.19 x 0.385 x 0.79	62	0.85	10.09	12.70
*C-2	0.20 x 0.40 x 0.80	59	0.74	--	--
C-3	0.20 x 0.39 x 0.80	62	0.8	11.53	15.26
C-4	0.195 x 0.39 x 0.785	57	0.74	9.30	9.64
C-5	0.195 x 0.39 x 0.80	65	0.86	8.67	13.90
C-6	0.20 x 0.39 x 0.79	65	0.83	10.61	13.65
C-7	0.19 x 0.39 x 0.79	62	0.84	7.68	13.25
C-8	0.20 x 0.40 x 0.80	59	0.73	10.64	9.88
C-9	0.195 x 0.39 x 0.80	66.25	0.87	8.57	10.51
C-10	0.195 x 0.39 x 0.785	65	0.85	8.20	11.02
C-11	0.195 x 0.39 x 0.78	73	0.96	10.87	11.96
C-12	0.195 x 0.39 x 0.785	70	0.92	9.36	10.17
		Mean	0.83	9.60	

Tabella 7-2 Risultati test di compressione su pile di Adobe (1978).

ID	Slenderness	Mean Maximum load (kN)	Mean Compression strength (MPa)	Age	# of specimens
J	1:1 (2 bricks)	94.13	1.18	1 month	8
I	1:1.5 (3 bricks)	68.2	0.85	1 month	10
H	1:2 (4 bricks)	62.97	0.79	1 month	10
G	1:3 (6 bricks)	64.25	0.80	1 month	9
C	1:4 (8 bricks)	63.98	0.83	1 month	12
K	1:5 (10 bricks)	61.8	0.73	1 month	10
CP3	1:4 (8 bricks)	96.2	1.20	11 months	7
CMB	1:4 (8 bricks)	97.6	1.22	7 months	23

Tabella 7-3 Risultati test di compressione su pile di Adobe (1981).

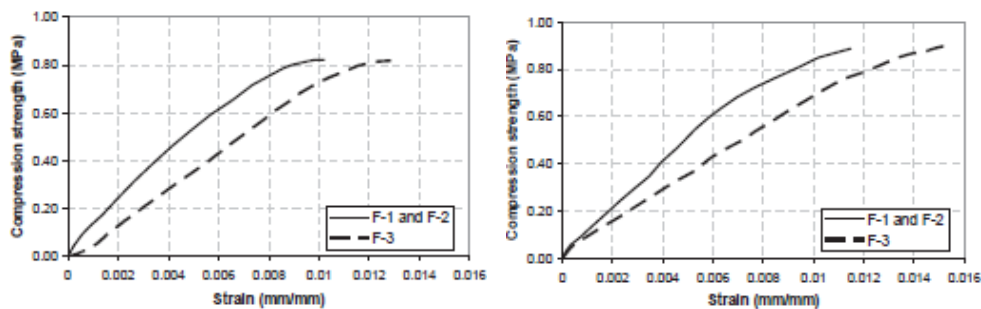



Figura 7.2 Curva sforzo-deformazione dai test di compressione sui provini C-1 e C-3.

Dalla parte elastica di questi diagrammi si calcola il modulo di elasticità *E*, prendendo il 50% del massimo carico di compressione e la corrispondente deformazione. Per la sperimentazione condotta da Blondet e Vargas nel 1978 il modulo di Young medio è pari a 100 *MPa*, prendendo in considerazione le letture degli estensimetri laterali. Perché gli altri estensimetri (F-3) non siano veritieri è già stato spiegato. Gli stessi autori, tuttavia, consigliano valori di *E* attorno a 170 *MPa*, numero che deriva da analisi di muri in grande scala.

7.1.3 Test di compressione diagonale su muratura di Adobe

Questo test è stato svolto per determinare la resistenza a trazione f_t, che contrasta la formazione di fessure diagonali che seguono i letti di malta della muratura. In un primo momento furono testati 10 provini[22] da 60 x 60 x 20 *cm*, formati da mattoni di 20 x 40 x 8 *cm*, che costituivano 6 file da un mattone e mezzo ciascuna (fig. tot). Al punto 4.1.1.1 di questa tesi, dove si analizza la Normativa, viene riportato lo stesso test per la determinazione della resistenza a taglio della muratura di Adobe. In quel frangente si specifica che in caso non sia possibile realizzare questo tipo di test, la resistenza a taglio della muratura deve essere presa pari a 0,025 *MPa*. La strumentazione per misurare la deformazione diagonale e il modulo di taglio *G* fu lasciata all'interno di ogni provino, similmente agli estensimetri F-3 del paragrafo precedente. Dopodiché, fu testato un secondo gruppo di 7 provini[23], con un equipaggiamento più valido per la trasmissione del carico e la lettura delle deformazioni.

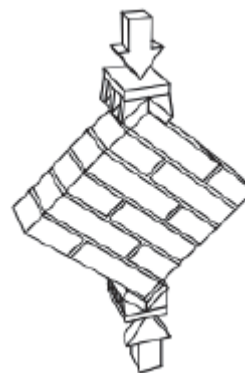



Figura 7.3 Schema del test di compressione diagonale.

Il primo gruppo di provini è stato costruito in orizzontale e testato nella stessa posizione [Blondet e Vargas 1978], il secondo, al contrario, in verticale [Vargas e Ottazzi 1981]. Nel primo caso, il massimo carico trasmettibile dal martinetto idraulico era di 100 *kN*, l'aumento di carico era gestito manualmente, con step di incremento di 0,5 *kN* agli angoli della muratura, fino a collasso. Le deformazioni sulle diagonali erano misurate con strumenti appositi, ma con qualche errore prevedibile a causa dello slittamento delle teste di acciaio agli angoli. Per le sperimentazioni del 1981, invece, il carico diagonale era applicato con una velocità di incremento di 2 *kN*/*min*.

[22] M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN, Investigation sobre vivienda rural, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1978.
[23] J. VARGAS NEUMANN – G. OTTAZZI, Investigaciones en Adobe, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1981.

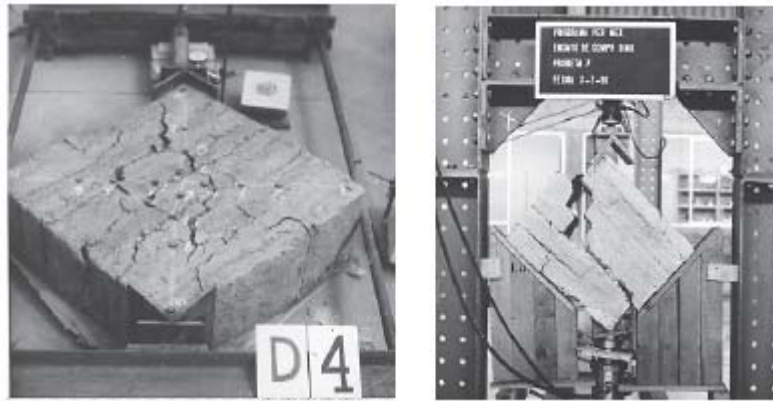



Figura 7.4 Provini testati orizzontalmente e verticalmente a compressione diagonale.

La Tabella 7-4 mostra il riassunto dei risultati ottenuti. La resistenza massima a trazione f_t fu ottenuta con la seguente formula:

$$f_t = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{P_{max}}{l \cdot t}$$

Dove P_{max} è il carico massimo applicato, l è la dimensione laterale del provino di muratura e t il suo spessore.

ID	Maximum tensile stress (*MPa*)	Shear modulus (*MPa*)
D-1	0.03	67.0
D-2	0.03	19.4
D-3A	0.033	25.0
D-3B	0.024	15.8
D-4	0.027	17.0
D-5	0.027	90.7
D-6	0.027	11.0
D-7	0.027	90.6
D-8	0.027	17.1
D-9	0.024	24.6
CDPM-1	0.032	50.0
CDPM-2	0.026	34.0
CDPM-3	0.027	40.3
CDPM-4	0.019	---
CDPM-5	0.017	51.8
CDPM-6	0.013	46.7
CDPM-7	0.025	35.8
Mean	0.026	39.8
COV	7.6%	61.4%

Tabella 7-4 Risultati da compressione diagonale su muratura di Vargas e Ottazzi [1981].

Il modulo di taglio G è valutato mediante l'Equazione (tot), considerando il 50% del carico applicato e la corrispondente deformazione tangenziale γ, ricavata dalla curva sforzo-deformazione.

$$G = 0{,}707 \frac{P}{A \cdot \gamma}$$

La deformazione tangenziale è data dalla somma della deformazione a trazione e a compressione come nell'equazione sottostante, valutate dallo spostamento relativo tra due punti sotto controllo, in ogni provino di muratura.

$$\gamma = |\varepsilon_t| + |\varepsilon_c|$$

Blondet e Vargas [1978] suggerirono un modulo di taglio $G = 70$ *MPa* (variando da 36 a 90 *MPa*) e un modulo di Poisson $\nu = 0{,}2$ (variando tra 0,15 e 0,25).

7.1.4 Test statico di taglio su muratura di Adobe

L'obiettivo di questi test è quello di valutare la resistenza al taglio τ della muratura, sotto l'influenza di un sovraccarico a compressione e di forze sismiche. Questo tipo di resistenza comprende una componente di attrito e un'altra più propriamente di taglio.

Si fa ancora riferimento a Blondet e Vargas [1978] e Vargas e Ottazzi [1981]: la prima sperimentazione fu su 18 muri con dimensioni dei mattoni 20 x 30 x 8 *cm* e 30 x 60 x 8 *cm*; di questo gruppo 10 muri non avevano rinforzo, e le dimensioni erano di 2,40 x 2,40 *m* e 4,00 x 2,40 *m*, con spessori di 20, 30 e 40 *cm*. Due muri avevano finestre e uno aveva un muro perpendicolare. In tabella e in figura sono rappresentate le caratteristiche e lo schema di carico, la forza era applicata a 2/3 dell'altezza. L'altro test di laboratorio ha beneficiato di strumentazioni più accurate, sono stati testati 4 muri di 0,2 x 2 x 2 *m*, costituiti da mattoni 20 x 40 x 8 *cm*. La prova è in controllo di forza, con la forza laterale impressa in cima al muro da un martinetto idraulico. Il carico verticale considerato è di 72 *kN*, con incremento del carico laterale di 0,35 *kN*. Per altri due muri, invece, 10 *kN* di carico verticale e 1 *kN* di incremento di quello orizzontale.

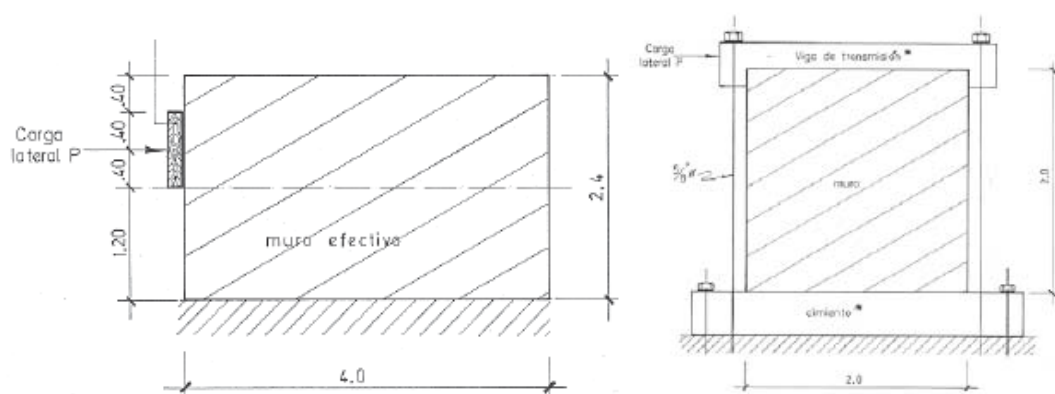



Figura 7.5 Schema di muro di adobe per test a taglio Blondet Vargas [1978] e per Vargas Ottazzi [1981].

ID	Wall thickness (m)	Wall dimension (m)	Load applied at	Characteristic	Overburden load
11Ea	0.40	0.40x2.40x2.40	2/3 h	---	No
11Eb	0.20	0.20x2.40x2.40	2/3 h	---	No
12E	0.20	0.20x2.40x2.40	2/3 h	---	No
13E	0.30	0.30x4.00x2.40	5/6 h	---	No
15E	0.30	0.30x4.00x2.40	2/3 h	---	No
21E	0.30	0.30x4.00x2.40	2/3 h	Windows opening	Yes
22E	0.30	0.30x4.00x2.40	9/10 h	Windows opening	Yes
23E	0.30	0.30x4.00x2.40	2/3 h	---	Yes
24E	0.30	0.30x4.00x2.40	2/3 h	---	Yes
25E	0.30	0.30x4.00x2.40	2/3 h	T shape	No

Tabella 7-5 Caratteristiche Adobe muri per static shear test [Blondet e Vargas 1978].

Per i test del 1978 il martinetto idraulico fu posizionato ai 2/3 e 9/10 del muro, per 9 e 1 provino rispettivamente. Il carico era distribuito da una piastra di acciaio 2 x 20 x 40 *cm* e da una di legno di 5 x 30 x 80 *cm*. In quelli degli anni successivi, il carico era applicato in maniera monotona, alla sommità del muro.

Figura 7.6 Muri di Adobe per test statici a taglio [Blondet e Vargas 1978].

Come risultato gli autori hanno presentato una relazione basata sul criterio di Mohr-Coulomb per calcolare il taglio resistente τ dei muri in Adobe, in funzione della resistenza a compressione σ. La seguente equazione deve essere utilizzata in megapascal e, secondo quest'articolo, può anche essere usata per muri rinforzati.

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma = 0{,}01 + 0{,}55\sigma$$

Dove c è la resistenza al taglio senza sforzi di compressione, μ è il coefficiente d'attrito e σ è lo sforzo medio normale sull'area di compressione.

7.1.5 Test ciclici

Lo scopo di questo paragrafo è la valutazione del comportamento nel piano dei muri di Adobe, mediante l'analisi della curva forza-spostamento e l'evoluzione delle fessure diagonali a diversi livelli di spostamento orizzontale della sommità del muro. Blondet nel 2005[24] ha condotto test su muri con e senza rinforzi, in questa tesi vengono riportati i risultati solo dell'Adobe non rinforzato.

Nei laboratori strutturali della PUCP vengono valutati 3 provini di muro a I, senza rinforzi: Wall I-1, Wall I-2 e Wall I-3. Sono tutti 3,06 x 1,93 x 0,3 *m*, con due muri trasversali all'estremità di 2,48 *m* e I-1 con una finestra centrale di 40 x 60 *cm*. I mattoni di Adobe sono 13 x 10 x 30 *cm* e 13 x 10 x 22 *cm*. La composizione dei mattoni è di terra, sabbia e paglia in proporzioni 5/1/1 e della malta di 3/1/1.

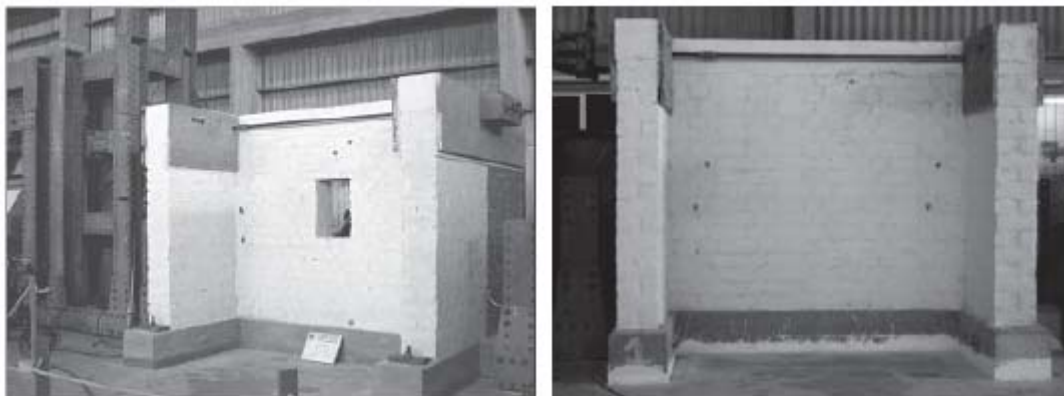



Figura 7.7 Provini con e senza aperture [Blondet 2005].

Ogni provino è stato costruito sopra una trave di fondazione di calcestruzzo armata e ha in sommità una corona di calcestruzzo, anch'essa armata, che rappresenti il carico di gravità presente in una tipica casa peruviana (travi, paglia, fango, lamiera,…). Ogni muro pesava approssimativamente 135 *kN*: 16 *kN* di corona sopra il muro, 31,4 *kN* di trave di fondazione, 87,6 *kN* il provino con la finestra e 89 *kN* gli altri due. Il carico è applicato orizzontalmente alla trave di calcestruzzo in sommità, la capacità massima del martinetto idraulico era di 500 *kN*. Per distribuire il carico, evitando che sia concentrato, si fa uso di lastre di acciaio e legno. Sono stati distribuiti 17 Linear Variable Displacement Transducer sul muro ed è stata anche dipinta di bianco una faccia del muro per evidenziare la propagazione delle fessure.

Il test è stato condotto in controllo di spostamento. La velocità di applicazione del carico è stata aumentata in ogni fase. Il carico ciclico è stato applicato in 7 fasi, con 2 cicli per fase. I massimi spostamenti, incrementati ogni fase, erano di: 0.1, 0.5, 1, 2, 5, 10 e 20 *mm*.

[24] M. BLONDET – I. MADUENO – D. TORREALVA – G. VILLA-GARCIA – F. GINOCCHIO, Using industrial materials for the construction of safe Adobe houses in seismic areas, Earth Build Conference, Sydney, 2005.

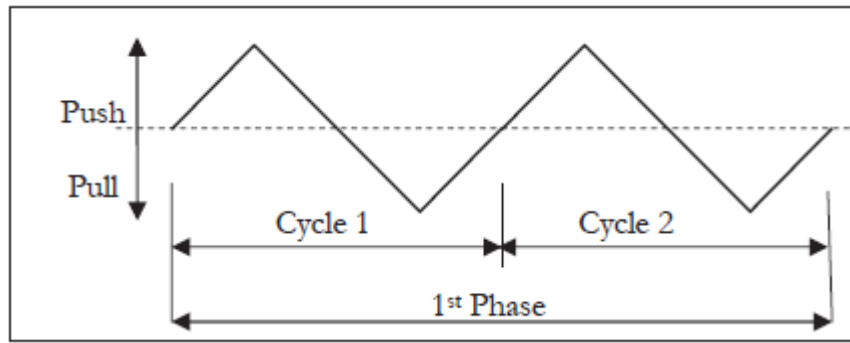



Figura 7.8 Storia di applicazione dei carichi per i test ciclici.

Phase	Wall ID	Δ (*mm*)	Velocity (*mm/ min*)	Maximum load (*kN*)	Crack thickness (*mm*)
1	I-1	0.1	0.1	---	---
	I-2			---	---
	I-3			---	---
2	I-1	0.5	0.5	26	---
	I-2			36	---
	I-3			42	---
3	I-1	1	1.0	32	0.60
	I-2			49	0.10
	I-3			52	0.25
4	I-1	2	2.0	38	0.60
	I-2			48	0.50
	I-3			53	0.50
5	I-1	5	5.0	38	4.0
	I-2			40	2.5
	I-3			41	2.5
6	I-1	10	10.0	34	10.0
	I-2			43	6.0
	I-3			39	6.0
7	I-1	20	20.0	32	50.0
	I-2			44	15.0
	I-3			39	15.0

Tabella 7-6 Descrizione del danno sui muri soggetti a test ciclici.

L'evoluzione delle fessure sono descritte nella Tabella 7-6. La prima fase è utile, più che altro, per la calibrazione degli strumenti. Le fessure diagonali a X hanno iniziato a comparire durante la terza e quarta fase, con conseguente perdita di resistenza. Nella quinta fase sono comparse grandi fessure orizzontali nei muri trasversali e fessure verticali

all'intersezione degli stessi col muro longitudinale, in contemporanea ad un aumento delle fessure diagonali nel muro principale. Durante la sesta fase (corrispondente a 10 *mm* di spostamento della cima del provino) è stato osservato un notevole calo di resistenza, combinato a un incremento dello spessore delle fessure in tutte le direzioni. Alla base dei muri trasversali sono nate fessure orizzontali, che hanno consentito la translazione dei muri. A questo stadio, si potevano già identificare blocchi rigidi di Adobe. L'ultima fase ha mostrato la completa perdita di resistenza, con la formazione di fessure che hanno totalmente diviso il provino in muri trasversali e principale. L'ultima fase ha coinvolto lo slittamento dei muri con apertura sempre maggiore delle fessure.

Tutti i muri hanno avuto un comportamento nel proprio piano simile: fessure diagonali a X, fessure orizzontali nei muri trasversali e perdita di resistenza a 2 *mm* di spostamento della cima del muro. I due muri senza finestre hanno avuto una rigidezza iniziale maggiore rispetto al provino con l'apertura centrale, come si può vedere nelle curve isteretiche da Figura 7.9 a 7.11. In termini di forza applicata I-2 e I-3 hanno anche resistito il 25% in più in confronto a I-1. Secondo gli autori all'inizio della fase di carico c'è stato un aggiustamento del martinetto idraulico e della strumentazione, che riflette in una rigidezza iniziale apparente maggiore di quella reale. Per evitare questo problema, la rigidezza iniziale dovrebbe essere computata dalle curve isteretiche quando il massimo spostamento alla cima del muro è intorno a 1 *mm* (oltre questo valore qualche cricca inizia a manifestarsi nel muro).

Le curve isteretiche danno risultati utili fino a 10 *mm* di spostamento alla cima del provino; oltre questo valore, a causa delle fessure, si è instaurato un meccanismo di translazione dovuto ai movimenti relativi tra i blocchi rigidi di Adobe. Per I-1, è evidente dalle figure che riportano il quadro fessurativo, le fessure a X si sono nucleate agli angoli della finestra e sono cresciute diagonalmente fino alla base e alla cima del muro. Le fessure più ampie si sono formate quando il provino veniva spinto. Poiché I-2 e I-3 sono stati riparati e testati nuovamente, in Figura 7.10 e 7.11 sono riportate le fessure già iniettate.

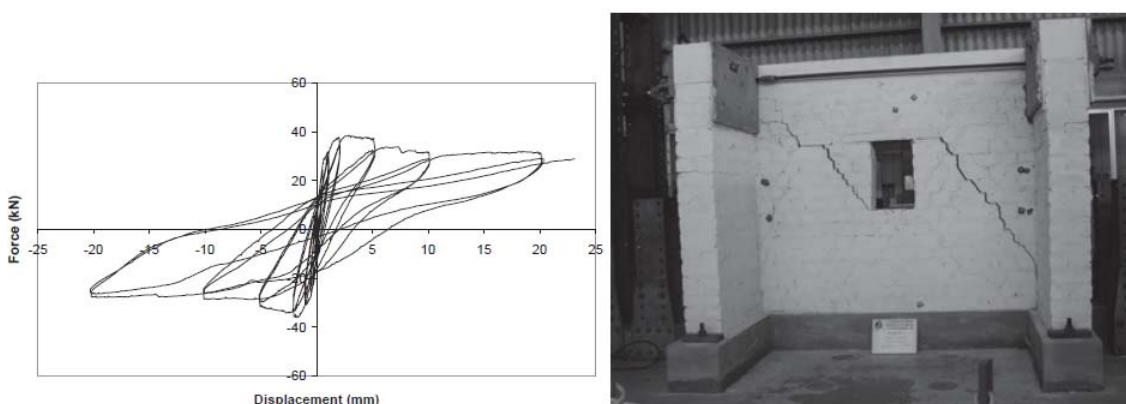



Figura 7.9 Risposta carico-spostamento (curve isteretiche) e panorama fessurativo Wall I-1 alla fine della prova.

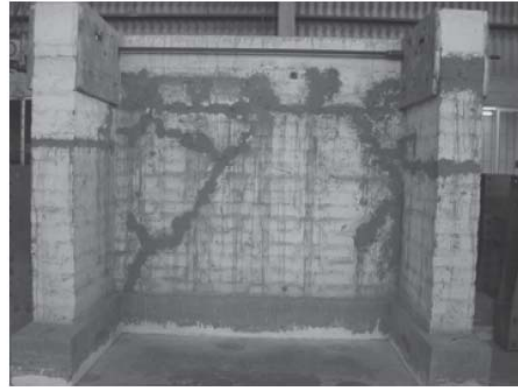
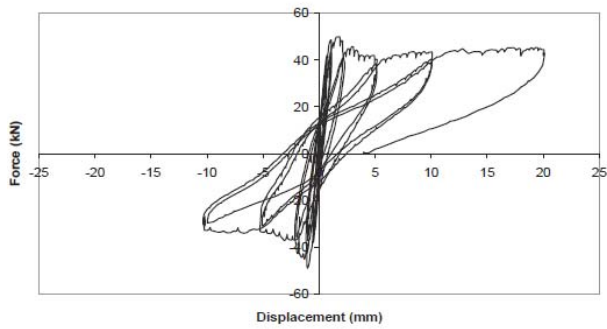



Figura 7.10 Risposta carico-spostamento (curve isteretiche) e panorama fessurativo Wall I-2 alla fine della prova.

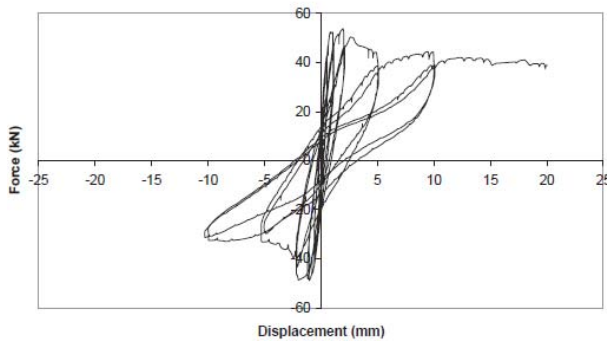



Figura 7.11 Risposta carico-spostamento (curve isteretiche) e panorama fessurativo Wall I-3 alla fine della prova.

In Figura 7.12 sono riportati gli inviluppi delle curve isteretiche sperimentali, in direzione positiva e negativa. Poiché i provini sono stati prima spinti, il ramo positivo di ogni curva isteretica è più forte di quello negativo, che rappresenta il comportamento del provino quando era tirato. Per il calcolo della parte iniziale della curva, sono stati trascurati i valori precedenti a 1 *mm* di spostamento alla sommità del muro, perché potevano contenere rumori dovuti alla calibrazione della strumentazione.

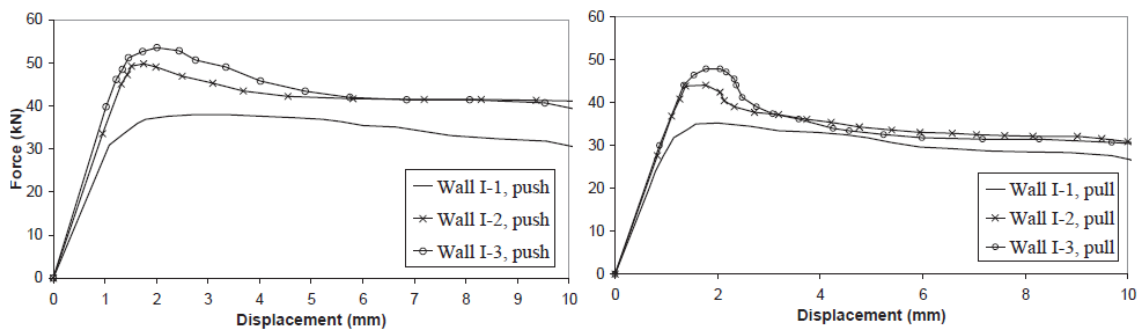



Figura 7.12 Inviluppo delle curve isteretiche (ramo positivo e negativo) dai test ciclici svolti.

Blondet e Vargas [1978] hanno mostrato l'alta variabilità del modulo elastico *E*, da 100 a 250 *MPa*, ma hanno suggerito un valore attorno ai 170 *MPa*. Tarque [2011][25], analizzando i muri a I con vari modelli (a mensola o a doppio incastro), nota che non c'è molta differenza per il valore di E, e conclude che per la modellazione numerica può essere usato un valore di $E \approx 200 - 220$ *MPa*.

7.1.6 Test dinamici

L'obiettivo di questo test è una valutazione completa della capacità sismica delle strutture in Adobe, considerando simultaneamente le sollecitazioni nel piano e fuori dal piano. Si considera il modulo senza rinforzi testato nei laboratori della PUCP nel 2005 da Blondet ed altri professori e dottorandi di Lima[26][27]. Il modulo è stato costruito sopra una fondazione di calcestruzzo armato, 135 *kN* di peso totale (Adobe + fondazione). I mattoni di Adobe e la malta usati avevano una proporzione di terra/sabbia grossa/paglia di 5/1/1 e 3/1/1 rispettivamente (come Wall I-1 del test ciclico). Le dimensioni nominali del mattoni erano di 25 x 25 x 7 *cm*. L'idea era quella di riprodurre una parte della tipica casa vernacolare peruviana, dovendo stare nelle dimensioni massime della tavola vibrante di 4 x 4 *m* e nel peso massimo di 160 *kN*.

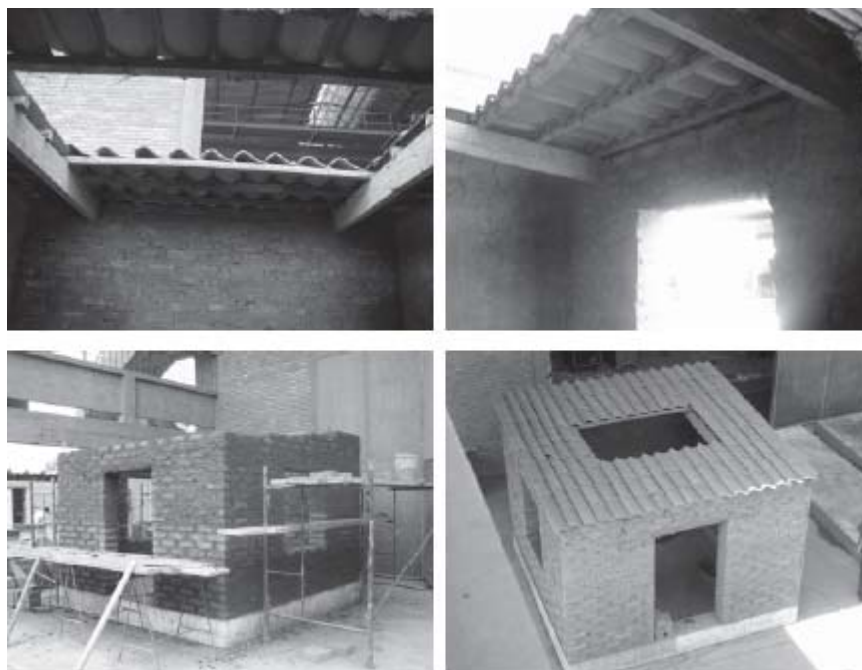



Figura 7.13 Viste del modulo di Adobe soggetto al test dinamico.

---

[25] N. TARQUE, Numerical modelling of the seismic behaviour of Adobe buildings, Ph.D. Thesis, ROSE School, Istituo di Studi Superiori di Pavia IUSS, Pavia, 2011.
[26] M. BLONDET – I. MADUENO – D. TORREALVA – G. VILLA-GARCIA – F. GINOCCHIO, Using industrial materials for the construction of safe Adobe houses in seismic areas, Earth Build Conference, Sydney, 2005.
[27] M. BLONDET – D. TORREALVA – J. VARGAS NEUMANN – N. TARQUE – J. VELASQUEZ, Seismic reinforcement of Adobe houses, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginevra, 2006.

Il modulo ha 3 aperture: 1 porta nel muro frontale e 1 finestra in ogni muro laterale. I muri laterali sono rastremati, e sono alti 1,98 *m* in corrispondenza del muro frontale, per arrivare poi a 2,25 *m* in corrispondenza del muro del retro. I lati della pianta quadrata della stanza sono di 3,21 *m*. Le architravi sopra le aperture sono di canna e fango, il tetto è costituito da 4 travi di legno di 5 x 10 *cm* parallele ai muri laterali. Le travi esterne sono collegate al muro con fango e chiodi, tuttavia questa connessione non permette di modellare il tetto come un diaframma rigido. Sopra queste travi ne sono state disposte altre di 5 x 5 *cm*, che consentono la disposizione delle tegole di argilla. Al centro de tetto è stato lasciato un buco di forma quadrata per facilitare il trasporto del modulo dal sito di costruzione all'aperto, alla tavola vibrante. Uno strato di intonaco di proporzioni 3/1/1 (come la malta) è stato steso sul muro laterale destro, sia internamente sia esternamente, passando quindi da uno spessore di 25 *cm* a 28 *cm*. 10 accelerometri e 8 trasduttori di spostamento LVDT sono stati distribuiti sul modello, e 1 accelerometro e 1 LVDT sulla tavola vibrante. Il provino è stato testato dopo due settimane dalla fine della sua costruzione.

La tavola vibrante è costituita da una lastra di cemento precompresso, ed è mossa da un martinetto idraulico di capacità massima, in termini di forza trasmissibile, di 313 *kN*. Lo spostamento totale concesso è di 300 *mm* (± 150 *mm*), il martinetto è a controllo di spostamenti e poggia su un muro che pesa 6180 *kN*. Il segnale sismico usato si basa sulla componente di accelerazione orizzontale N08W, registrata dal Geophysics Peruvian Institute durante il terremoto del 31 maggio del 1970 a Lima. Questo terremoto aveva una magnitudo M_W 7,9, una massima intensità della scala Mercalli pari a XI e causò 66.000 morti.

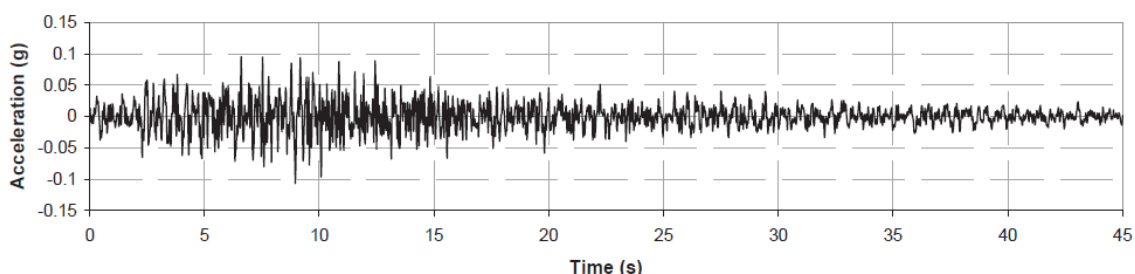



Figura 7.14 Componente N08W dell'accelerazione orizzontale del terremoto del maggio 1970 registrata a Lima.

L'accelerazione registrata è stata filtrata per rimuovere le frequenze più basse di 0,15 *Hz*. Poi il segnale è stato integrato due volte per calcolare gli spostamenti, ed è stato filtrato nuovamente per rimuovere le frequenze superiori ai 15 *Hz*. E' stato, quindi, isolato un frammento di 27 secondi, ed è stato smussato alla fine e all'inizio. La registrazione degli spostamenti può essere scalata per ottenere un differente spostamento massimo e simulare diverse intensità di terremoto.

Il modulo di Adobe è stato sottoposto a 3 diversi livelli di spostamento imposto, ottenuti scalando il segnale originale per arrivare a spostamenti massimi di: 30, 80 e 120 *mm*. Questi input di spostamento corrispondono rispettivamente a *PGA* di 0.3, 0.8 e 1.2*g*, che a loro volta intendono rappresentare terremoti frequenti, moderati e severi. Il segnale è stato

applicato parallelamente ai muri laterali con finestre. Prima di ogni fase, è stata applicata una pulsazione rettangolare per misurare le vibrazioni libere del modulo.

Figura 7.15 Modulo di Adobe dopo la fase 1.

Figura 7.16 Modulo di Adobe dopo la fase 2.

Figura 7.17 Modulo di Adobe dopo la fase 3 del test dinamico.

Durante la prima fase (30 mm di massimo spostamento imposto alla base) poche, fini, cricche si sono formate in diagonale e in verticale, sui muri laterali (paralleli al segnale) e nessun movimento relativo tra il tetto e i muri. Nella fase 2 si sono create fratture verticali complete agli angoli dei muri, consentendo la loro separazione. Le fessure diagonali già esistenti si sono allargate e se ne sono create altre. Nel muro frontale e del retro sono comparse fessure verticali e orizzontali, contemporaneamente a un debole inizio del fenomeno di oscillazione del *rocking*. Il tetto si è completamente separato dai muri, ed è rimasto in posizione solo in virtù del proprio peso. Alla fine della seconda fase sono stati

rimossi i LVDT per evitare che si danneggiassero nello stadio successivo. Nel terzo e ultimo *step*, i muri perpendicolari al movimento della tavola vibrante sono crollati e quelli paralleli sono divenuti instabili. Il tetto è rimasto in equilibrio sui muri laterali.

Il periodo di vibrazione di ogni muro, misurato in direzione parallela al movimento della tavola vibrante prima della fase 1, era di: 0.167 *s*, 0.151 *s*, 0.121 *s* e 0.167 *s*. Il quadro fessurativo rispecchia il tipico modo di collasso dei muri soggetti a sollecitazioni nel piano e fuori piano. Nella prima fase non sono state evidenziate perdite di rigidezza dei muri; a differenza dello stadio successivo, in cui la fessurazione si è propagata fino a rompere il muro del retro del provino in circa 3 blocchi distinti. In questo *step* tutti i muri hanno un picco negli spostamenti dopo 10 secondi, da questo punto in poi i muri paralleli al movimento si comportano come corpi rigidi, mentre i muri perpendicolari sono soggetti al *rocking*. Questo comportamento è concesso dalla formazione di ampie fessure, che consentono ai muri di agire indipendentemente. Il muro laterale destro è risultato più rigido, a causa dello strato di intonaco, ed ha causato lievi effetti torsionali. La differenza della storia degli spostamenti tra il muro destro e sinistro, conferma l'ipotesi che il tetto non sia sufficiente rigido per tenere unita la struttura.

7.1.7 Parametri inelastici

Su questo argomento c'è pochissima ricerca, le proprietà del materiale a cui, in ambito internazionale, si fa riferimento per il momento sono quelle calibrate da Tarque [2011] e specificate nei disegni e nelle tabelle che seguono. Nicola Tarque, nell'ambito della sua ricerca di Dottorato, ha fatto variare uno ad uno i seguenti parametri (Tabella 7-7) per trovare quelli che meglio ricalcassero la curva di *pushover* sperimentale (Figura 7.12) e ottenere il legame costitutivo di Figura 7.18 e 7.19.

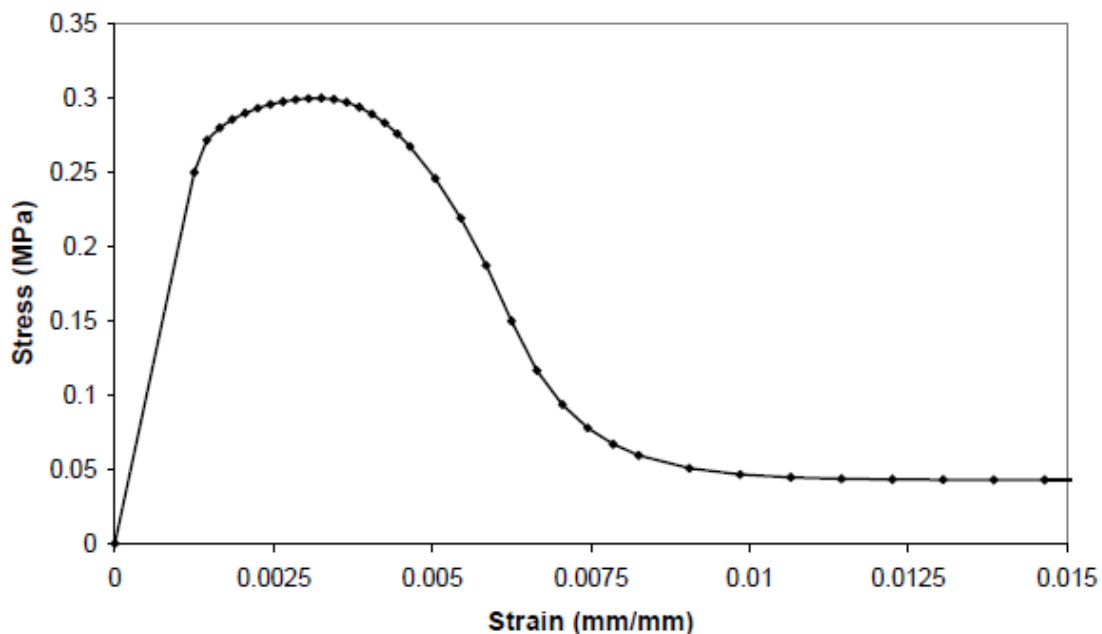



Figura 7.18 Legge costitutiva compressione.

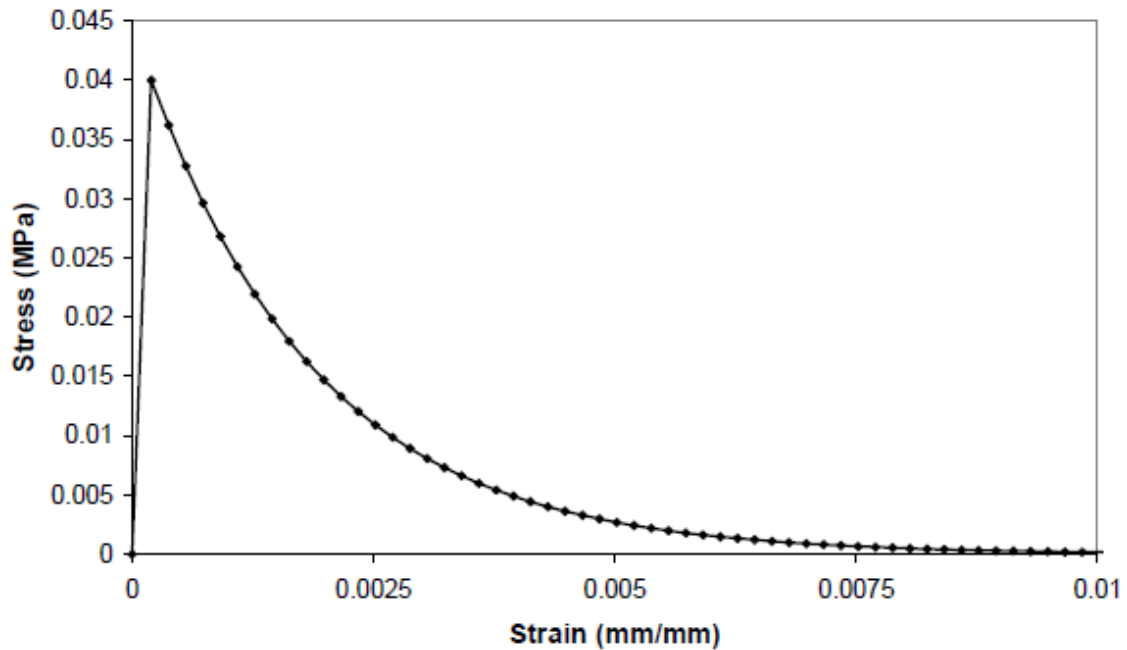



Figura 7.19 Legge costitutiva a trazione.

Elastic				Tension		Compression		
E (N/mm^2)	υ	γ_m (N/mm^3)	h (mm)	f_t (N/mm^2)	G_f^I (N/mm)	f_c (N/mm^2)	G_f^c (N/mm)	f_c (N/mm^2)
200	0.2	2e-05	141.4	0.04	0.01	0.45	0.155	0.40

Tabella 7-7 Proprietà della muratura di Adobe nel *concrete damaged plasticity model.*

Dove E è il modulo di elasticità, ν il modulo di Poisson, γ_m la densità, f_t la resistenza a trazione, G_f^I l'energia di frattura del primo modo (in relazione al *softening* in trazione), f_c la resistenza a compressione, G_f^C l'energia di frattura a compressione e ε_p il picco di deformazione equivalente plastica.

E' bene specificare che le curve di Figura 7.18 e 7.19 sono nate per modellare la muratura in Adobe come un continuo omogeneo. E'stata scelta una funzione esponenziale per descrivere il comportamento a trazione e una curva parabolica per la risposta a compressione. Poiché dati sperimentali inerenti il ramo di *softening* non erano stati ancora divulgati, i valori di deformazione inelastica sono stati assunti a partire da quelli della muratura in argilla studiata da Lourenco [1996][28] e poi calibrati per essere coerenti con le curve sperimentali di *pushover*.

Per inciso, la resistenza a trazione dell'Adobe nella Normativa è trascurata, il suo valore è minimo ed è considerato a favore di sicurezza ipotizzare un materiale resistente solo a compressione. I test in laboratorio confermano il suo basso valore. La resistenza a

[28] P. J. BRANDAO BARBOSA LOURENCO, Computational strategies for masonry structures, Delft University Press, Netherland, 1996.

compressione sperimentale sopravanza, invece, la resistenza minima imposta di 0,2 MPa da Normativa.

7.1.8 Riassunto test sull'Adobe

In questo paragrafo (7.1) si presentano i risultati di test statici, pseudo statici e dinamici condotti dalla Pontificia Universidad Catolica del Perù sulla muratura in Adobe. La resistenza a compressione della muratura (pila di mattoni) si attesta tra i 0,80 e 1,20 *MPa* e la resistenza a trazione intorno a 0,03 *MPa*. Un espressione per misurare la resistenza a taglio considerando il sovraccarico è riportata da Blondet e Vargas [1978]. Poiché il materiale Adobe è fragile e i test statici sono stati svolti negli anni '80, non ci sono informazioni riguardo i parametri inelastici e la legge costitutiva fino al 2011, anno in cui Tarque pubblica i suoi studi sulla modellazione dell'Adobe.

Il modulo di elasticità non può essere identificato da un unico valore a causa della sua variabilità con la composizione del suolo, tuttavia si può fissare un limite inferiore di 170 *MPa* e dall'analisi dei risultati dei test pseudo statici ricavare dei valori comprese tra 200 e 220 *MPa*.

Riguardo i test dinamici, è stato osservato che i muri di Adobe si comportano quasi indipendentemente durante un terremoto, a causa della mancanza di un diaframma rigido e delle fessure verticali, che isolano i blocchi di Adobe.

Ora verranno analizzati tutti i tipi di rinforzo alla luce della sperimentazione fatta a riguardo; di tutto il materiale inerente vengono privilegiati i test di laboratorio più recenti e i più qualificati.

7.2 Armatura interna in bamboo e corona in legno

Questo tipo di rinforzo è stato il primo ipotizzato e analizzato, difatti è l'unico che appare argomentato sufficientemente nella Normativa del Perù. Le sperimentazioni, ormai, si concentrano più che altro sui vari tipi di *mesh*. I test di laboratorio riguardanti le armature interne in legno ritenuti più affidabili, che compaiono nelle bibliografie di quasi tutti gli articoli che parlano di rinforzi, risalgono al 1988[29] (e a una successiva pubblicazione degli stessi esperimenti, ma in spagnolo, del 1989[30]).

Nel laboratorio di Strutture dell'Università Cattolica del Perù furono testati su tavola vibrante 8 moduli (M1 – M8) rappresentanti case di Adobe rurali, in scala reale, a un piano. L'accelerazione imposta alla struttura deriva dalla componente longitudinale registrata durante il terremoto di Lima del 31 maggio 1970 dal Geophysics Insitute of Perù. Le

[29] G. OTTAZZI – J. YEP – M. BLONDET – G. VILLA-GARCIA – J. F. GINOCCHIO, Shaking table tests of improved Adobe masonry houses, 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, 1988.
[30] G. OTTAZZI – J. YEP – M. BLONDET – G. VILLA-GARCIA – J. F. GINOCCHIO, Ensayos de simulacion sismica de viviendas de Adobe, Report, Division of Civil Engineering, Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1989.

dimensioni sono di 3,25 x 3,25 x 2,40 metri, con una finestra lungo la parete parallela alla direzione del moto e una porta nel muro perpendicolare. Solo i moduli M6 e M7 non hanno finestre. La casa è simmetrica per evitare effetti torsionali; per connettere la struttura alla tavola vibrante, e garantire la trasmissione degli spostamenti, ogni modulo è stato costruito sopra una fondazione di calcestruzzo.

Characteristic	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
Traditional technology	x	-	x	-	-	-	-	-
Improved technology	-	x	-	x	x	x	x	x
Horizontal reinforcement	-	-	x	x	x	x	-	-
Vertical reinforcement	-	-	x	x	x	x	-	x
Crowning tie beam	-	-	x	x	x	x	-	x
Windows	x	x	x	x	x	-	-	x

Tabella 7-8 Descrizione delle caratteristiche dei moduli.

Improved tecnology implica Adobe più resistenti e con additivi di paglia e sabbia grossa nella malta di fango, utili per ridurre le fessurazioni dovute all'essiccamento.

I rinforzi consistono in armature interne di canna (Figura 7.20) e una corona in legno di eucalipto in sommità. Il modulo 8 non ha rinforzo orizzontale nel tentativo di semplificare la tecnica costruttiva. Il tetto è sempre in legno di eucalipto, nei moduli M1 e M2 (senza corona) appoggia direttamente sui muri e quindi non è fissato. Nei moduli M1 e M3, senza gli additivi di paglia, è stato notato un pesante panorama fessurativo già dalla partenza, a causa dell'essiccamento. Di ogni modulo è stato conservata una serie di provini di terra, che sono stati testati per saggiarne le caratteristiche meccaniche associate alle diverse case.

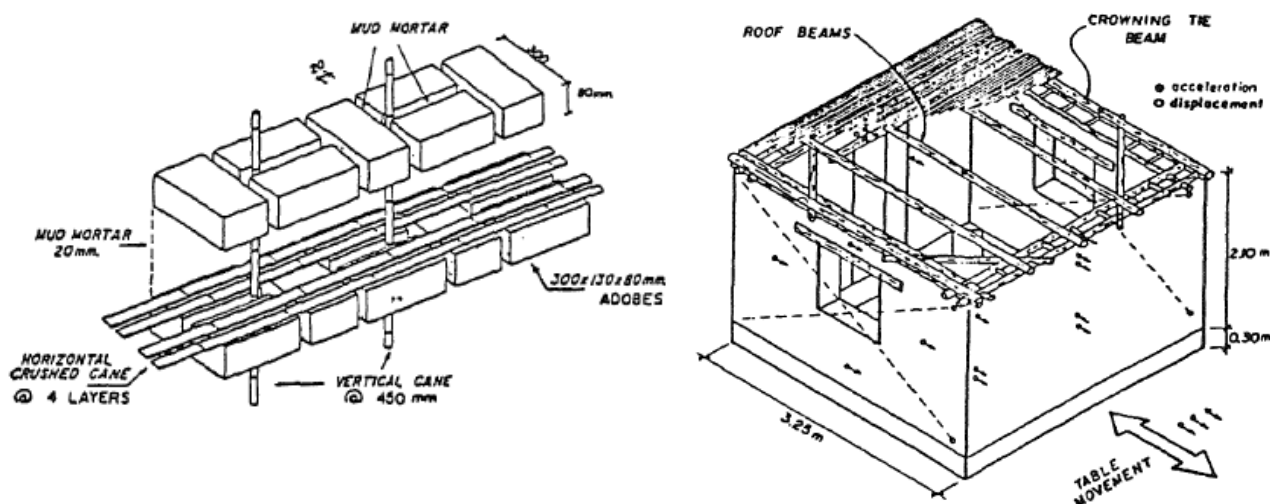



Figura 7.20 Disposizione delle armature interne di canne e schema riassuntivo del prototipo testato.

Ogni modulo è stato sottoposto a una serie di scosse sismiche (*runs*) la cui ampiezza è crescente. La sequenza è identica per ogni prova, si parte con un movimento debole e tenue, fino a giungere al parziale o totale collasso della struttura.

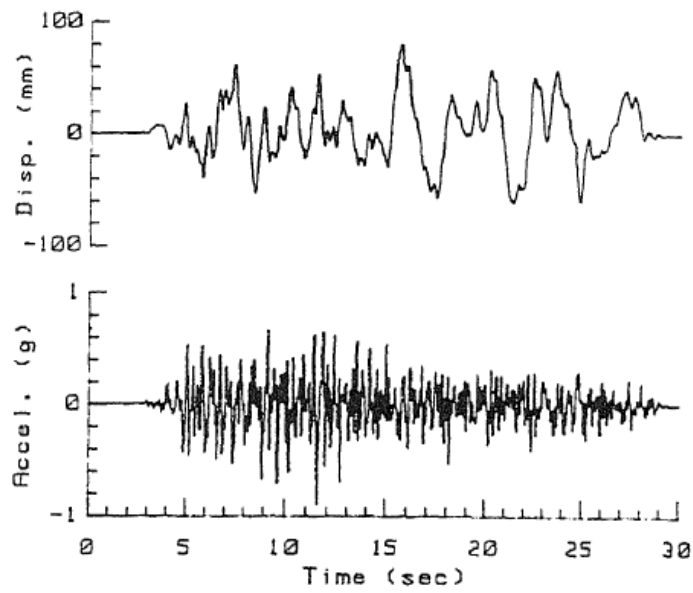



Figura 7.21 *Time history* di spostamento e accelerazione con ampiezza massima di movimento di 80 *mm*. Le altre *runs* ne aumentano o diminuiscono l'ampiezza, senza distorsioni della forma.

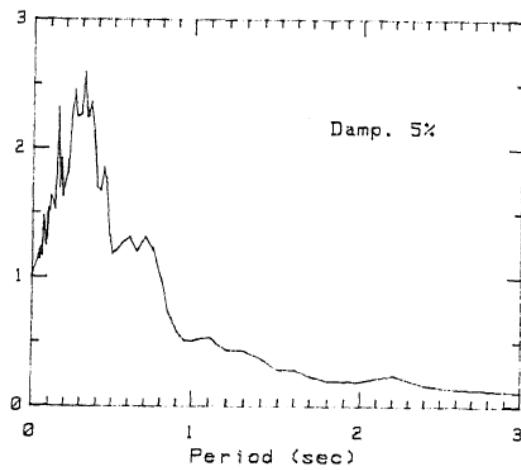



Figura 7.22 Spettro di risposta.

Run	Max. Table Disp., mm	Max. Table Accel., g
1	10	0.10
2	20	0.21
3	40	0.46
4	80	0.88
4a	100	1.09
5	120	1.36
6	140	1.71

Tabella 7-9 Riassuntiva delle caratteristiche delle varie fasi del test.

I moduli non rinforzati sono arrivati fino alla *run* 4a (anche se erano già molto danneggiati al quarto stadio del test), hanno mostrato il comportamento tipico delle case in Adobe tradizionali sottoposte a terremoti violenti: si sono formate fratture verticali agli angoli, isolando i muri, e la struttura è collassata (Figura 7.23). Questo valore di resistenza (1,09*g*) è già molto alto, anche a confronto con le altre sperimentazioni. Si presuppone che ciò sia dovuto a una normale dispersione dei risultati, quindi a semplice probabilità. Ma non si trascura il fatto che una muratura realizzata con tutti i crismi, quindi in maniera ineccepibile, resista molto di più delle strutture reali, caratterizzate da: scarso ammorsamento dei muri, cattiva qualità della malta, tecnica costruttiva imperfetta.

Totalmente diversa è stata la condotta dei moduli rinforzati: la corona e le armature hanno mantenuto i muri insieme, l'integrità della struttura è stata conservata anche sotto accelerazioni maggiori (fino alla quinta *run* senza collasso). La maggior parte del danno si è concentrato sui muri paralleli allo spostamento imposto, quelli che lavorano per taglio, con fessure diagonali tipiche a partire dalle finestre. M3, anche se ha esibito una qualità della muratura scadente, ha mostrato un comportamento nettamente migliore, dopo la formazione delle fessure, rispetto ai moduli non rinforzati. M8, senza rinforzi orizzontali, è comunque collassato nella quinta *run*.

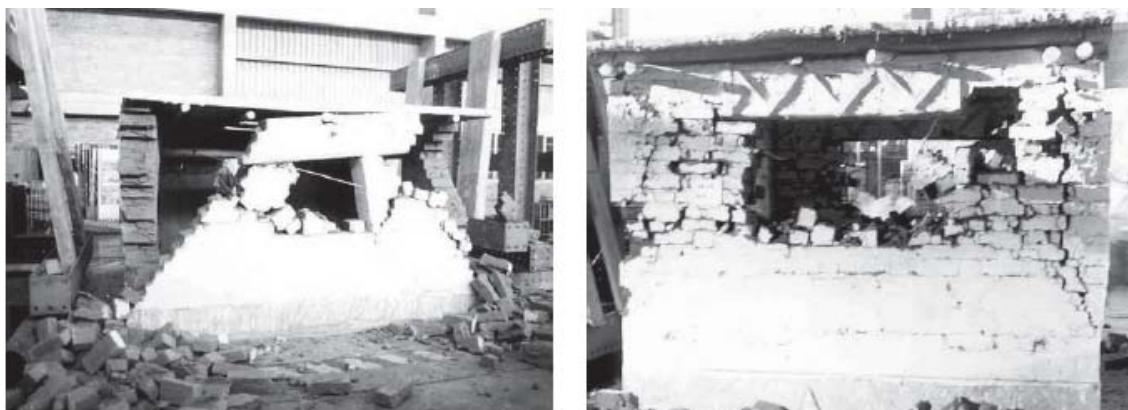



Figura 7.23 Modulo non rinforzato (a sinistra) e rinforzato con canne interne (a destra) dopo test sismici compiuti dalla PUCP (1989).

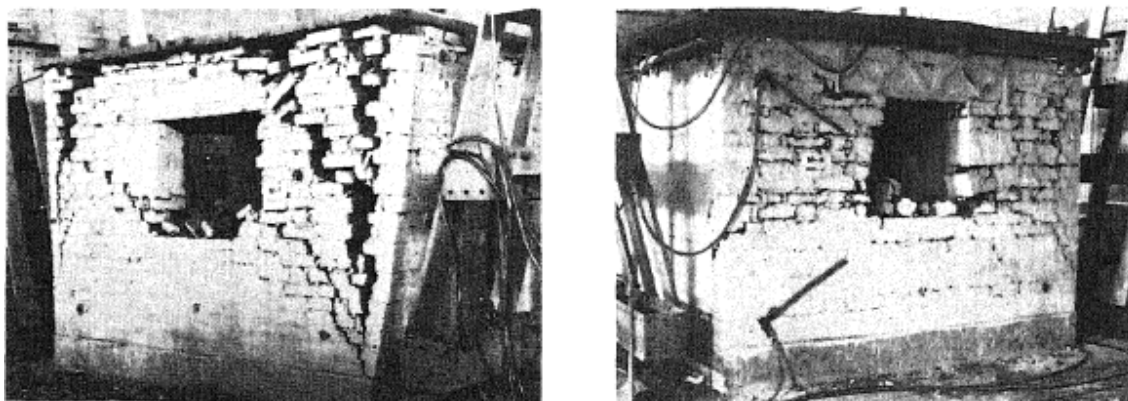



Figura 7.24 A sinistra il modulo M1 dopo la quarta *run*, a destra il provino M4 dopo la quinta *run*.

Il quadro fessurativo varia a seconda della qualità della muratura: nei moduli con tecnologia tradizionale (senza l'aggiunta di paglia nell'impasto), le fessure hanno seguito un percorso che attraversa le zone deboli del muro, causate da crepe già esistenti a causa del ritiro della malta; nei moduli con *improved tecnology* la fessurazione è avvenuta all'improvviso, seguendo il tipico andamento diagonale del collasso a taglio.

Figura 7.25 mostra le frequenze naturali dei moduli. Durante le prime *runs* non variano di molto, ma la terza *run* causa un importante riduzione della frequenza propria, indicando la presenza di un danno serio. E' anche chiaro che *improved tecnology* garantisce più rigidezza e che i rinforzi controllano soprattutto gli spostamenti laterali, riducendoli (Figura 7.26).

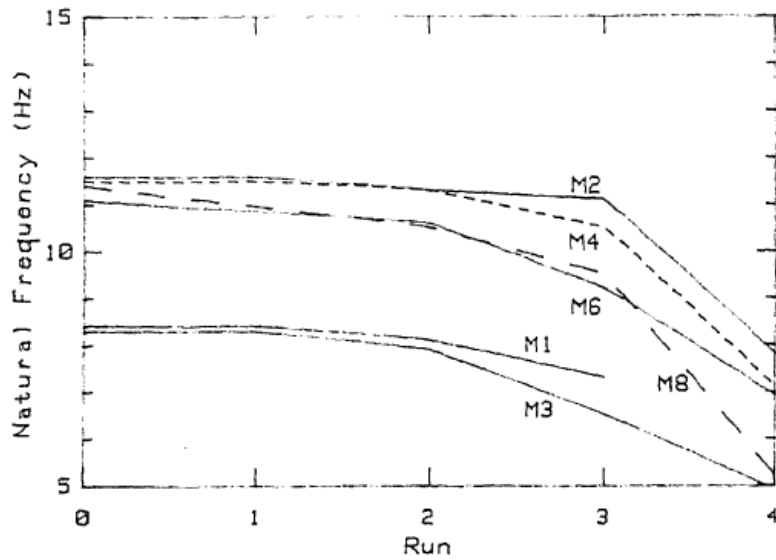



Figura 7.25 Frequenze proprie: M1 e M3 hanno tecnologia tradizionale.

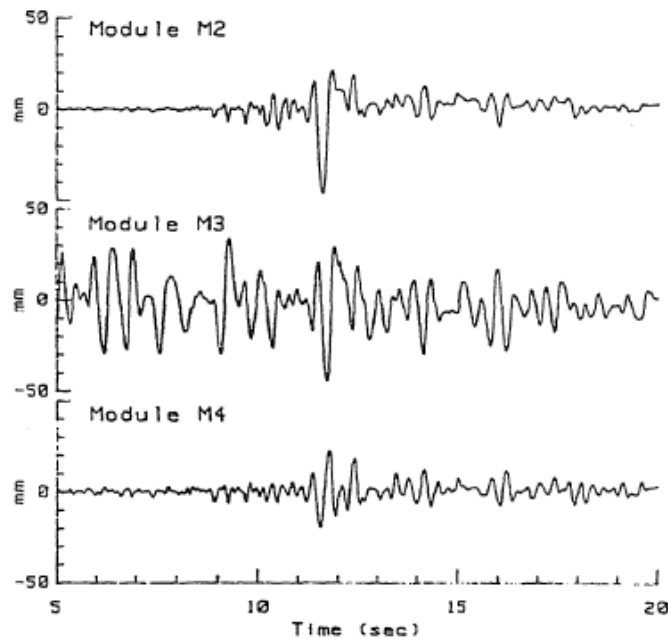



Figura 7.26 Spostamenti laterali: M3 non ha *improved tecnology*.

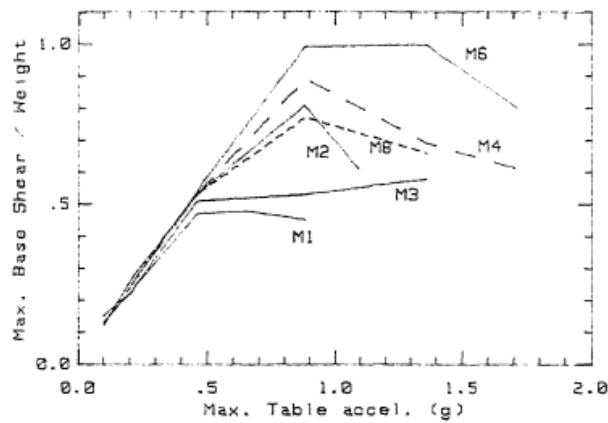



Figura 7.27 Coefficiente sismico.

Figura 7.28 mostra il tipico diagramma forza-spostamento durante la terza *run*. Si può vedere che i moduli con tecnologia tradizionale esibiscono già grandi cicli di deformazione inelastica, indicando quindi la perdita di rigidezza e l'imponenza del danno. Al contrario, moduli con *improved tecnology* hanno una resistenza e una rigidezza maggiore, prima che la fessurazione propaghi. Fino alla terza *run* i rinforzi non hanno un'influenza significativa su rigidezza e resistenza, il loro apporto diventa fondamentale dopo la fessurazione. Figura 7.29 raffigura il diagramma forza-spostamento durante la quarta *run* e si può vedere come i rinforzi aiutino a controllare gli spostamenti eccessivi, riducendo l'evolvere del danno e evitando il collasso causato dalla perdita di resistenza dei muri di Adobe.

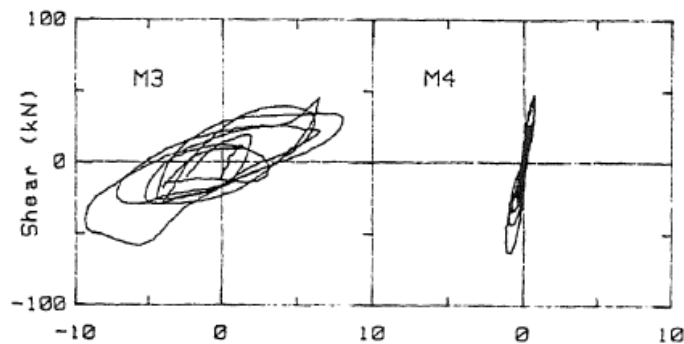



Figura 7.28 Ciclo isteretico moduli M3 e M4 durante la terza *run*.

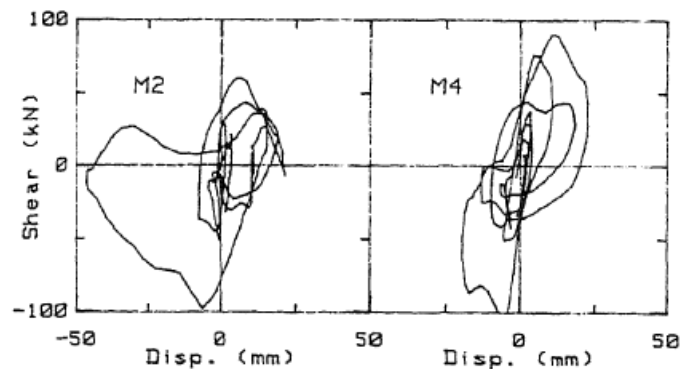



Figura 7.29 Cicli dei provini M2 e M4 durante la quarta *run*.

In conclusione, la differenza nel comportamento di moduli rinforzati e non rinforzati fornisce un'eccellente prova che un rinforzo interno di canne, combinato con una corona in legno a livello del tetto, migliora abbondantemente la perfomance sismica di case di Adobe (soprattutto dopo la fessurazione). Il bisogno di rinforzi orizzontali è confermato dal modulo 8, che è collassato durante la quinta *run* mentre gli altri prototipi hanno superato la prova. Anche M2, con il solo apporto di fibre di paglia negli impasti, ha dimostrato un ottimo comportamento nel campo degli spostamenti, della frequenza propria e della dissipazione di energia. Questo giustifica la presenza in Normativa, e in tutti i manuali, delle imposizioni sul quantitativo minimo e massimo di questa fibra naturale nella malta e nei mattoni di Adobe. E' stato dimostrato, quindi, che il miglioramento della qualità dei materiali e dell'attenzione della manovalanza è efficace per aumentare la resistenza e la rigidezza, ma deve essere accompagnata da rinforzi strutturali addizionali per prevenire collassi fragili.

7.3 Impasto fibrorinfozato

7.3.1 Piccola introduzione sulla paglia

L'effetto positivo della paglia è appena stato dimostrato nei modelli *improved tecnology* del paragrafo precedente. Questo ingrediente aggiunto nell'impasto di mattoni e malta è già stato assimilato dalla Normativa del Perù (§ 4.1.1.2), le sperimentazioni del 1988 sono state svolte proprio con fine la redazione delle norme, ed è il più tradizionale e comprovato additivo considerato finora.

Al fine di documentare al meglio questo aspetto, si fa riferimento ad un articolo del Professor Jurina del 2012[31]. In questo frangente si certifica che le fibre di paglia, preferibilmente di lunghezza variabile dai 4 ai 6 *cm*, mischiate con la terra hanno un ruolo basilare nel contrastare il ritiro durante l'essiccamento e il seguente consolidamento dell'Adobe (specialmente in caso di alta percentuale di argilla). Allo stesso modo, le fibre limitano l'eccessivo rigonfiamento in caso di umidità e incrementano la resistenza a trazione. In termini di quantità, si suggeriscono il 4% in volume o 20-30 kg/m^3. Una volta che questa cifra ottimale viene superata, la resistenza diminuisce.

Una distribuzione disordinata delle fibre dentro la miscela di fango crea una sorta di *mesh* tridimensionale che rafforza tutto il mattone (o la malta). La loro presenza accelera il processo di essiccamento della massa: le fibre fungono da condotti drenando l'umidità verso l'esterno, pertanto il centro del provino si asciuga più rapidamente. In qualsiasi caso l'assorbimento di acqua, in presenza di grande umidità, è un fattore da tenere sotto controllo.

[31] L. JURINA, Seismic improvement of traditional earth buildings in Turkey, Simposio della Cultura Turca, Politecnico di Milano, 2012.

La paglia offre benefici speciali anche in caso di terremoto: i mattoni sono in grado di assorbire più deformazioni e hanno un comportamento duttile. L'Adobe non fibrorinforzato tende a sgretolarsi, al contrario quelli che contengono fibre di paglia mantengono una certa integrità anche sotto carichi dinamici. La paglia tende a cucire le cricche in modo simile alla disposizione delle armature nel calcestruzzo armato, che però non è casuale.

Gli inconvenienti sono il rischio di imputridimento della paglia, a causa della permanenza a lungo termine in un luogo umido, e il fatto che è pur sempre un materiale naturale, quindi più attaccabile e meno durevole del polipropilene. Per migliorare il comportamento dell'Adobe sono spesso consigliati stabilizzatori chimici come il bitume o il cemento. In letteratura ne sono stati proposti o sono stati certificati altri di origine minerale, come la bentonite, o addirittura animale: peli o capelli, oli o grassi (contro la pioggia), sterco, eccetera.

Tuttavia ci sono altri studi, riguardanti juta e canapa, che mettono in risalto le capacità di quest'ultime nel migliorare il comportamento delle murature e le caratteristiche meccaniche del mattone.

Molte tecniche di rinforzo strutturale sono già state approfonditamente studiate nel tempo da vari professionisti, come le armature di ferro, le reti saldate (*mesh*), la malta cementizia, i telai di calcestruzzo, i tiranti di metallo. Questi provvedimenti hanno dato ottimi risultati durante i test, ma sono costosi e necessitano di manodopera specializzata e competente. In un contesto come questo fibre naturali come la paglia, la canapa e la juta spiccano per il loro utilizzo intelligente: non sono artificiali, sono disponibili in natura dove l'ecosistema lo consente (quindi a costo quasi nullo), non sono inquinanti e, fattore indispensabile, sono ottimi rinforzi.

In un articolo[32] di un convegno del Getty Conservation Institute nel 2006, a cui si fa riferimento per la scrittura del prossimo paragrafo, hanno sfruttato le capacità di queste tre diverse modalità di rinforzo per rimediare alla debolezza della malta tradizionale, vero punto debole della muratura in Adobe.

7.3.2 La paglia, la juta e la canapa

7.3.2.1 Test di compressione monoassiale sull'Adobe

In tutti i casi i provini sono stati preparati mischiando una miscela di terra e sabbia con l'1% (in peso) di fibre di 1 *cm* di lunghezza (la Normativa del Perù e i principali manuali tecnici consigliano 5 *cm* nel caso della paglia). Le caratteristiche dei provini riguardanti il contenuto d'acqua, la densità e la resistenza sono riportate nella Tabella 7-10. Per condurre i test di compressione monoassiale sono stati preparati 3 provini cilindrici per ogni tipo di rinforzo. La granulometria della miscela di terra e sabbia proposta è riportata in Figura 7.30

[32] M. SHARIFUL ISLAM – K. IWASHITA, Seismic Response of Fiber- Reinforced and Stabilized Adobe Structures, Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

ed è stata comparata con quella di vecchi Adobe provenienti dalle regioni di Iran e Bangladesh per verificarne la correttezza. Ogni provino è stato messo in un forno ancora nello stampo a 60° per 3 giorni, poi per altri 3 giorni alla stessa temperatura senza stampo.

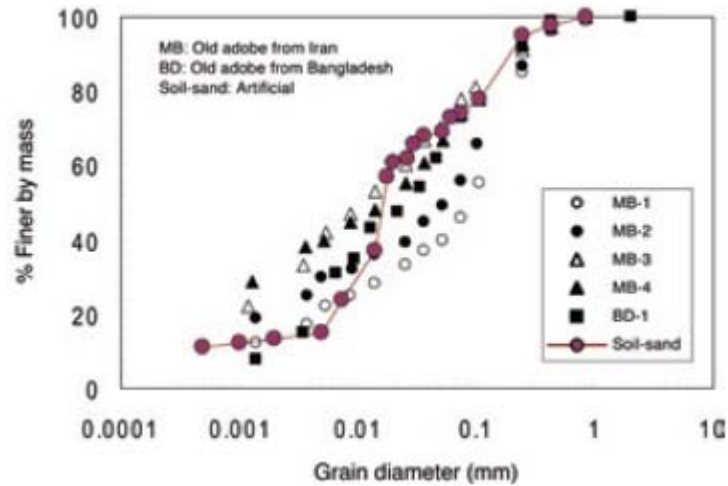



Figura 7.30 Granulometria dell'impasto dei provini.

Figura 7.31 Preparazione della miscela, stampo dei provini e forno per l'essiccamento.

Reinforcement	Final water content (%)	Dry density (g/cm³)	Comp. strength (kPa)	Toughness (kPa)
Unreinforced	4.3–5.2	1.16–1.17	1177.8	10.09
Straw	5.3–5.6	1.05–1.11	585.6	8.26
Hemp	3.5–4.5	1.09–1.14	1058.3	8.48
Jute	5.3–5.8	1.14–1.15	996.3	15.93

Tabella 7-10 Caratteristiche dei provini.

La figura seguente espone il tipico diagramma sforzi-deformazioni dell'Adobe rinforzato e non rinforzato. Si osserva che il collasso del provino rinforzato con la canapa e del provino non rinforzato è fragile; al contrario di quelli con una percentuale di juta e paglia, che mostrano un comportamento duttile a rottura. Tuttavia, l'Adobe rinforzato con la paglia è caratterizzato da una resistenza significativamente più bassa rispetto a quello rinforzato con fibre di juta.

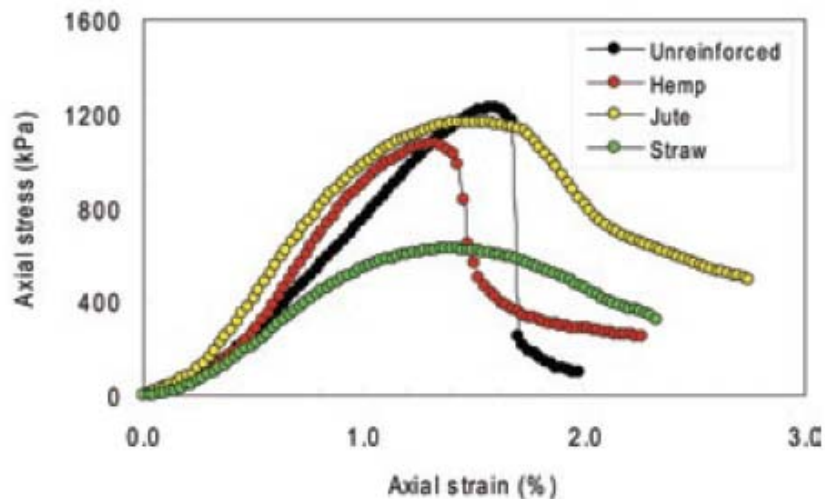



Figura 7.32 Diagramma sforzo-deformazione dei provini di Adobe.

La tenacità è una misura dell'energia totale che viene assorbita dal materiale prima del punto di rottura. Per comparare questo parametro bisogna confrontare l'integrale delle curve, essendo definibile (la tenacità) come l'area sottesa dai diagrammi sforzi-deformazioni. Il punto di rottura è stato definito ai 2/3 di q_u, che rappresenta la resistenza a compressione. In Tabella 7-10 è presente la resistenza a compressione media e la tenacità media degli Adobe, rinforzati e non, che sono stati testati. E' evidente che i provini rinforzati con la juta sono caratterizzati dalla massima tenacità, rispetto alle altre fibre naturali.

Alla luce di quanto appena visto, la juta sembra essere la migliore opzione per migliorare il comportamento sismico dell'Adobe.

Figura 7.33 Modo di rottura dell'Adobe non rinforzato nella prima immagine a sinistra, rinforzato con la juta nelle rimanenti: nel dettaglio è evidente la funzione legante della juta.

E' stata anche studiata l'evoluzione del diagramma sforzi-deformazioni con il variare della quantità di juta nell'impasto. Aumentando la juta da 0,5% a 4,0% in peso, il contenuto d'acqua e la densità (provino secco) è variata tra il 3,2% e il 4,6% e tra 0,93 g/cm^3 e 1,15 g/cm^3 rispettivamente. Come si vede in Figura 7.33 la resistenza a compressione dei provini

contenenti dal 2% al 4% di juta è significativamente più bassa di quelli con una percentuale di fibra naturale che va da 0% a 1%. Ma, mentre la rottura dei provini che hanno fino all'1% di juta è fragile, per percentuali più alte il comportamento diventa duttile.

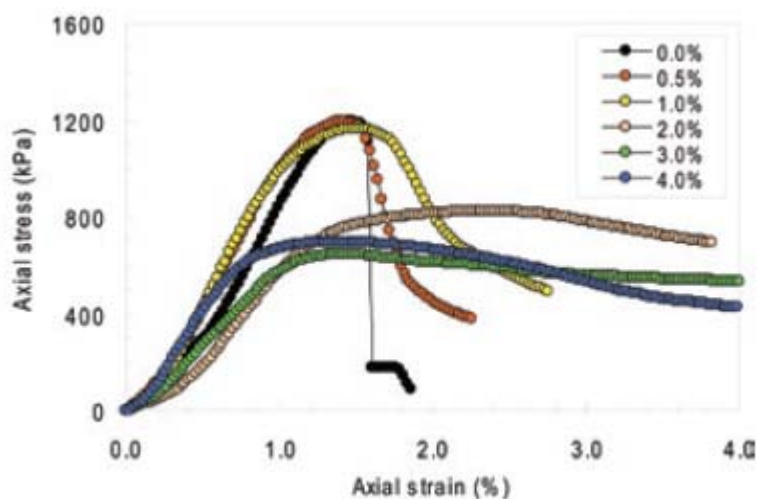



Figura 7.34 Legame costitutivo del Adobe rinforzato varie percentuali di Juta.

La tenacità, invece, è stata studiata facendo variare il contenuto di Juta e la lunghezza delle fibre. E' stato osservato che la tenacità massima si ottiene con il 2% in peso di juta per fibre lunghe 1 *cm*. Questa percentuale risulta quindi ottimale per migliorare il comportamento al sisma dell'Adobe. Al variare della lunghezza da 0,5 *cm* a 3,0 *cm*, impostando il 2% in peso fisso di juta, la tenacità rimane pressoché costante ad eccezione delle fibre lunghe 3 *cm*, che comportano una tenacità minore rispetto alle altre.

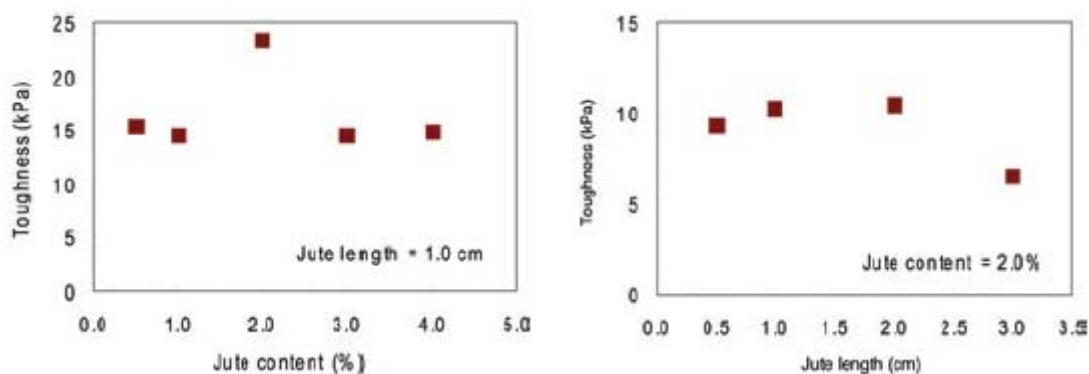



Figura 7.35 Tenacità in funzione del contenuto di juta e della lunghezza delle fibre.

La miscela definibile ottimale, quindi, che migliora con più decisione il comportamento sismico dell'Adobe, ha come additivo al tradizionale impasto di terra e acqua il 2% di juta con una lunghezza che varia da 1 a 2 *cm*.

7.3.2.2 Test sul comportamento della malta a taglio

La seconda parte della sperimentazione si propone di analizzare il comportamento della malta, per poi arrivare a una terza parte in cui malta e mattoni verranno messi insieme e

sottoposti a un test su tavola vibrante. La malta, infatti, è la parte più debole delle strutture in Adobe e quindi, forse, la più importante su cui intervenire.

Per studiare la malta si tagliano dei provini cilindrici in due pezzi, secondo un piano inclinato di 60° rispetto all'orizzontale. Si stende uno strato di malta di circa 0,5 *cm* di spessore tra le due parti di provino a formare un nuovo "provino sandwich", da testare con una prova a compressione monoassiale. La malta quindi sarà soggetta a uno sforzo di taglio, a causa dell'inclinazione del suo piano rispetto alla direzione di carico.

Figura 7.36 Realizzazione dei "provini sandwich": taglio a 60° sull'orizzontale, le due parti dopo il taglio, il "provino sandwich" a compimento.

In Tabella 7-11 sono riportate le quantità di juta, nei mattoni e nella malta, la resistenza a compressione media q_u e la deformazione a rottura ε_f dei "provini sandwich".

Specimen designation	Reinforcement		Jute content (%)	Comp. strength q_u (kPa)	Failure strain ε_f (%)
	Block	Mortar			
C-1	—			33.2	1.10
C-2	Jute		1.0	68.1	2.13
C-3	Jute	Jute	1.0	129.7	2.71
C-4	Jute	Jute and cement	1.0	196.1	2.47
C-5	Jute	Jute	2.0	527.0	0.50

Tabella 7-11 Caratteristiche dei provini testati.

Figura 7.37 I provini C-1, C-2, C-3, C-4 e C-5 dopo la rottura.

La resistenza del provino con malta tradizionale è molto inferiore rispetto a quella con la juta: si passa da 33,2 *kPa* nel caso di assenza di rinforzi, a 527 *kPa* nel provino C-5 (2% di juta in mattone e malta). Si ricorda che nella Normativa del Perù, per la muratura, si suggerisce il valore di resistenza al taglio della muratura di 25 *kPa*. Nonostante, come riportato nel paragrafo 4.1.1.2 che documenta la sperimentazione fatta per la scrittura delle norme, si sia giunti anche a resistenze maggiori, le prescrizioni devono essere a favore di sicurezza. Usando l'1% di juta e il 9% di cemento la resistenza viene incrementata notevolmente, ma il miglior risultato si ottiene con il 2% di juta nell'impasto. Tuttavia la resistenza della malta rimane inferiore a quella del mattone di Adobe, quindi il punto debole resta la malta. In Figura 7.37 è evidente che la rottura è sempre avvenuta sul piano della malta, che separava le due parti di provino originarie. Inoltre, la malta senza rinforzi è molto fessurata, a sottolineare, ancora una volta, l'importanza del ruolo delle fibre naturali nel garantire la coesione contro la fessurazione.

7.3.2.3 Test sulla muratura con tavola vibrante

Ora abbandoniamo i test di compressione monoassiale per descrivere il comportamento della muratura di Adobe sopra una tavola vibrante, che simula le scosse di un terremoto.

I mattoni di Adobe sono stati formati in uno stampo di 20 x 9 x 10 *cm* e lasciati seccare prima da 7 a 10 giorni all'aperto, poi per 2 giorni in un forno a 40° e infine a 60° fino a completo essiccamento. Poi sono stati costruiti dei modelli di 4 Adobe impilati in verticale con uno strato di malta di circa 1 o 2 *cm*. Ogni modello è stato in forno per 2 giorni a 40° e 2 giorni a 60°.

Sono stati testati 5 modelli (20 x 9 x 40 *cm*) per analizzare l'efficienza di juta e cemento come additivi della malta. Nella tabella seguente sono rappresentati i componenti presenti nei mattoni e nella malta.

Model	Block	Mortar
M-1	Jute	Unreinforced
M-2	Jute	Jute
M-3	Jute	Cement
M-4	Jute	Jute and cement
M-5	Unreinforced	Unreinforced

Tabella 7-12 Tipologia di rinforzo dei modelli testati su tavola vibrante.

Il *range* di frequenze coperto dalla tavola vibrante va da 0,5 a 20 *Hz* e la massima forza applicabile è di 294 *N*. Sono stati applicati 8 accelerometri piezoelletrici per registrare l'accelerazione imposta, dalla base alla cima del modello. In cima all'ultimo mattone è stato posizionato un peso esterno di 4,0 *kg* per raffigurare il cario presente sul muro. Il modello è stato fissato alla tavola vibrante con delle tavole di legno e delle viti. La direzione di

spostamento è quella parallela alla dimensione più corta. Per sollecitarli è stata usata un'onda sinusoidale di 7 *Hz* per 10 secondi variando l'input di base fino al collasso.

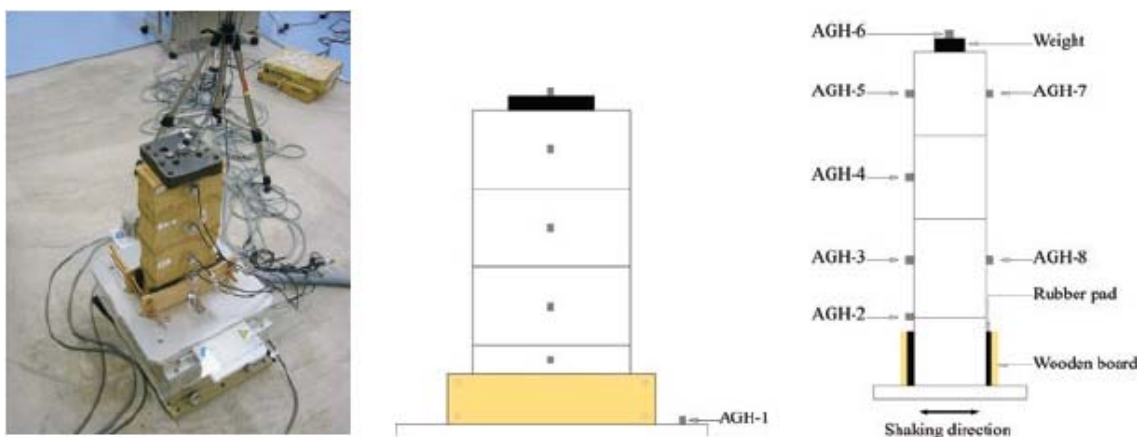



Figura 7.38 Modello pronto per il test, tipo di fissaggio alla tavola vibrante e disposizione accelerometri.

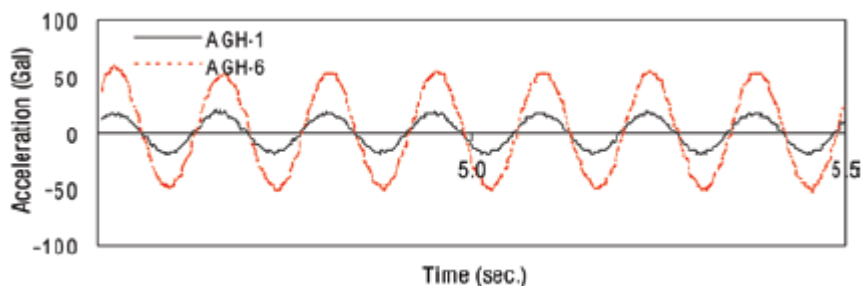



Figura 7.39 Input di accelerazione alla base (AGH-1) e in sommità (AGH-6).

Tutti i modelli si sono rotti allo stesso livello: tra il primo e il secondo mattone partendo dalla base, al primo strato di malta. Il modello M-1 ha retto fino a 0,056*g* di accelerazione, la malta si è fessurata sensibilmente mentre non c'erano danni o fessure nei mattoni. Il modello M-2 ha raggiunto 0,642*g* di accelerazione: un incremento notevole, soprattutto se si considera che nuovamente l'Adobe non era danneggiato, ma anche la malta non era fessurata. Indizio che la juta ha lavorato bene contro la fessurazione, che indebolisce molto la resistenza della malta. M-3 è collassato a 0,122*g*, con molte fessure nella malta, ma comunque inferiori ai modelli M-1 e M-5. M-4 si è rotto al solito primo strato di malta a 0,311*g* di accelerazione. In questo caso il collasso è iniziato nel secondo mattone e non ci sono state fessure nella malta. Questo indica che il cemento è altrettanto efficace, insieme alla juta, per prevenire la fessurazione. M-5 è collassato a 0,184*g*, la malta era fessurata in modo rilevante.

L'unica differenza tra M-1 e M-5 è che in M-1 il mattone contiene juta nell'impasto, entrambi non hanno raggiunto livelli sufficienti di accelerazione. Il ritiro della malta e del mattone non è stato lo stesso, a causa della diversa composizione, questo evidentemente ha provocato un gap tra malta e mattone che ha indebolito la muratura. L'adesione tra Adobe e malta era molto scadente, anche rispetto a M-5. M-2 è stato il più resistente di tutti. Il legame tra malta e mattone (entrambi contengono juta) è stato molto soddisfacente, anche

nella sperimentazione sui "provini sandwich" il migliore è stato quello con malta e mattone rinforzato dal 2% di juta. M-3 contiene solo cemento come malta, paradossalmente fa meglio di M-1 ma peggio del non rinforzato M-5. Probabilmente non è stato dato sufficiente tempo al cemento per idratarsi, a causa dell'essiccamento nel forno. M-4 è la dimostrazione che la juta da sola migliora il comportamento globale della muratura più che con l'aggiunta di cemento (nonostante la probabile non corretta maturazione dello stesso).

Bisogna tuttavia ricordare che l'utilizzo del forno non corrisponde ai reali metodi di essiccamento dei mattoni, e che il test di un solo provino per categoria di composizione non è statisticamente accettabile come universalmente valido. In conclusione di seguito riassumo gli aspetti più importanti rilevati finora.

La sperimentazione universitaria condotta fino a questo momento mi permette di affermare con certezza che le fibre naturali migliorino la duttilità e la tenacità dell'Adobe. Il contenuto ottimale è del 2% in peso di juta di 1 o 2 *cm* di lunghezza. Aggiungendo l'1% di juta alla malta la sua resistenza migliora da 68 a 129,7 *kPa*. Se si inserisse anche il 9% di cemento, si arriverebbe a 196,1 *kPa*. Con il 2% di juta sia nella malta sia nei mattoni la resistenza sarebbe di 527 *kPa*. E' bene ricordare che il cemento non è a disposizione della popolazione e per questo non rientra nelle condizioni poste da questa tesi. Tuttavia, è incoraggiante notare gli ottimi risultati delle fibre naturali usate da sole come additivi negli impasti.

La malta non rinforzata ha sempre presentato fessurazioni evidenti, che probabilmente sono la causa della bassa resistenza dei provini ad essa associati. Tutti i modelli testati sulla tavola vibrante si sono rotti nel piano del primo strato di malta, tra il primo e il secondo mattone dalla base. Ancora una volta il modello che ha presentato le migliori caratteristiche antisismiche è stato quello caratterizzato dal 2% di juta nella malta e nel mattone, questo ha garantito coesione e un essiccamento coerente dei due. Secondo questi studi, quest'ultimo modello sarebbe in grado di resistere a un terremoto del VII e VIII grado della scala Mercalli. Per dare un'altra idea degli ordini di grandezza, secondo la mappa di rischio sismico della U.S. Geological Survey presente al paragrafo 3.2.1, sulla maggior parte della costa del Perù il *peak ground acceleration* con il 10% di possibilità di essere superato in 50 anni (che corrisponde a un periodo di ritorno di 475 anni) è di 9,8 m/s^2, quindi 1*g*. E si riduce a 4,8 m/s^2 oltre Lima più nell'entroterra e nella costa nord.

Si fa notare che i valori di accelerazione raggiunti in questo test sono significativamente inferiori rispetto al test su grande scala svolto per i rinforzi interni del capitolo precedente (§ 7.1). Durante quella sperimentazione fu testato il modulo M2, che può tranquillamente rientrare in questo capitolo avendo come unico rinforzo la paglia. La sua ottima performance è già stata descritta: ha resistito fino a 1,09*g* di accelerazione, per poi subire però un collasso fragile, evitabile con dei rinforzi ulteriori. A questo punto è banale dire che una combinazione di rinforzi strutturali interni e fibre naturali nell'impasto sembra una soluzione ottimale, com'è già stato dimostrato.

La differenza tra i valori di accelerazione raggiunti nelle due diverse sperimentazioni sono dovute alla diversa scala di riferimento. Moduli di dimensioni reali, più completi, si sono comportati meglio rispetto a provini più piccoli, non confinati. Secondo gli studiosi, infatti, test su pile di Adobe non sono rappresentativi del comportamento globale. La performance, un po' sottotono, della paglia come additivo in questi test può essere dovuta alla scelta di usare fibre di 1 *cm*, quando chiaramente la Norma e i manuali tecnici prescrivono 5 *cm* di lunghezza. A sostegno di questa tesi vanno anche i pregevoli risultati del prototipo M2 della sperimentazione della PUCP del 1988.

Infine, la juta è prodotta maggiormente nelle zone del Pakistan, dell'India e della Cina. Il suo costo è comunque di circa 30 dollari americani per una casa di Adobe standard, a un piano e due stanze. Ma ciò che voleva essere dimostrato, cioè l'intelligenza dell'uso delle fibre negli impasti, è stato fatto. In Perù c'è disponibilità di paglia, canapa e altri rinforzi simili di origine naturale. Negli ultimi tre paragrafi è stato documentato il loro comportamento duttile, fondamentale e quasi salvifico in strutture come quelle di Adobe, la cui piaga principale è la fragilità. E' stato anche dimostrato come le fibre migliorino la coesione e prevengano la fessurazione della malta, vero punto debole della muratura. Gli studi sulla juta illuminano la strada delle fibre naturali, con numeri diversi a seconda dell'origine della fibra e della scala del modello, ma validi come principio.

7.4 *Mesh* polimeriche e di metallo

La prima volta in cui sono stati testati questo tipo di rinforzi per le case in terra è stato nel 2003, dopodiché è cominciata un'attività intensa di sperimentazione dal 2003 al 2006[33]. Il vantaggio dei polimeri (tipicamente polipropilene) sta nella loro compatibilità con la deformazione del muro in terra e nella loro abilità nel fornire un adeguata trasmissione e assorbimento degli sforzi di trazione, fino allo stadio ultimo.

Nei primi programmi sperimentali, murature a U rinforzate in modi diversi sono state sottoposte a dei cicli statici (Figura 7.40). I risultati hanno mostrato che la *mesh* di polimeri o di rete cavi metallici esterna confina i muri di Adobe fino a livelli alti di spostamento imposto, garantendo una grande quantità di energia dissipata. Ciò avviene soprattutto a confronto con i muri non rinforzati, o rinforzati con una rete metallica rigida ricoperta da uno strato di cemento.

Nel 2004 un progetto congiunto tra la PUCP e il Getty Conservation Institute aveva come scopo la verifica dell'efficienza di rinforzi esterni che usassero *mesh* naturali e artificiali. Sono state costruite due case modello con caratteristiche geometriche identiche a quelle delle sperimentazioni precedenti (del 2003): RM-NM fu rinforzata con materiali naturali, RM-PM100 viceversa. Più nello specifico, il primo modello fu rinforzato con canne di bamboo esterne come rinforzo verticale, collegate da corde in orizzontale; questo reticolo

[33] D. TORREALVA – J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET, Earthquake Resistant Design Criteria and Testing of Adobe Buildings at Pontifica Universidad Catolica del Perù, Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

fu posizionato su entrambe le facce del muro (all'interno e all'esterno della casa) e collegarono i due strati con dei fili di Cabuya (fibra naturale del Sud America) passanti da dei fori nel muro. Il secondo modello fu rinforzato da una *mesh* polimerica che coprì completamente entrambi i lati del muro, connessa da lacci di plastica attraverso il muro, spaziati ogni 40 *cm* nelle due direzioni ortogonali. In entrambi i modelli è stato applicato dello stucco su metà struttura, lasciando scoperta l'altra metà.

I risultati mostrano che posare una *mesh* esterna naturale o industriale su entrambe le facce del muro e collegarle da un lato all'altro con dei lacci, è un modo efficiente per prevenire il collasso totale o parziale, anche in caso di terremoti severi. Come già accennato, se la *mesh* non è coperta da uno stucco di fango, la resistenza iniziale è la stessa del muro non rinforzato e i rinforzi entrano in azione solo dopo che il muro si è fessurato. Dopo che si sono propagate le fessure, la *mesh* confina i vari spezzoni in cui si è parzializzato il muro, tenendo letteralmente insieme la struttura. Per entrambe le origini della *mesh* (ma più per quella in propilene) la malta di fango sopra il rinforzo incrementa enormemente la resistenza a taglio e la rigidezza del muro, limitando gli spostamenti laterali. Per questo, come già detto nel paragrafo riguardante i rinforzi esterni di bamboo, la *mesh* di propilene è considerata come il limite superiore dei rinforzi, la sua alternativa naturale è ridotta al limite inferiore. Tuttavia, le sue performance rientrano certamente nell'accettabilità e bisogna lavorare alla ricerca di altre *mesh* naturali o che utilizzino materiali di scarto.

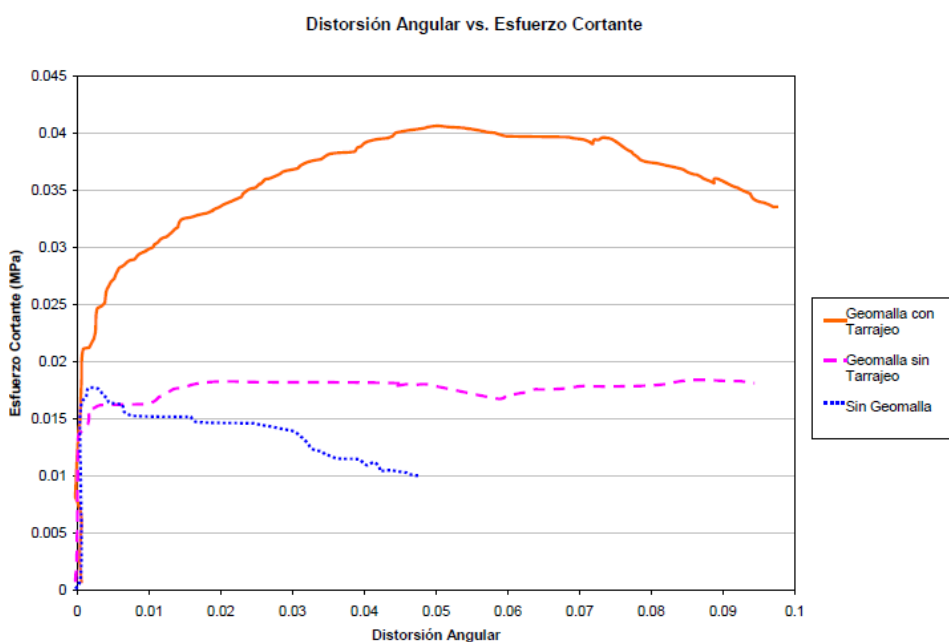



Figura 7.40 Diagramma sforzo-distorsione angolare ricavate da test ciclici statici su murature a U.

Il rinforzo con la *mesh* polimerica e lo strato di intonaco di fango incrementa la resistenza iniziale del 40% e la resistenza ultima del 150% rispetto al muro non rinforzato[34]. Senza

[34] D. TORRREALVA – C. CERRON – Y. ESPINOZA, Shear and out of plane bending strength of Adobe walls externally reinforced with polypropylene grids, 14th WCEE, Beijing, 2008.

stucco, la *mesh* contiene solo gli spostamenti post fessurazione. Oltre ad assorbire e quindi dissipare una grande quantità di energia.

Con l'obiettivo di ridurre i costi della *mesh* polimerica sono state eseguite altre sperimentazioni nella PUCP, sempre su modelli della stessa geometria. Per fare ciò, è nata l'idea di ridurre la quantità di rinforzo, evitando di coprire tutta la parete e selezionando le porzioni di muro critiche. Sono stati testati 3 modelli: RM-PM75 in cui la *mesh* rivestiva il 75% della superficie dei muri di Adobe, RM-PM50 in cui il 50% era coperto dal rinforzo e infine RM-LCM il 100% di un muro longitudinale e il 70% del muro parallelo ma con una *mesh* polimerica low-cost.

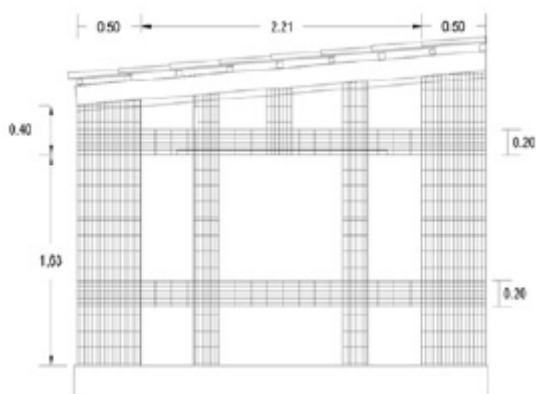



Figura 7.41 Provino RM-LCM: distribuzione *mesh*.

Figura 7.42 Esempio di risultato del test statico ciclico.

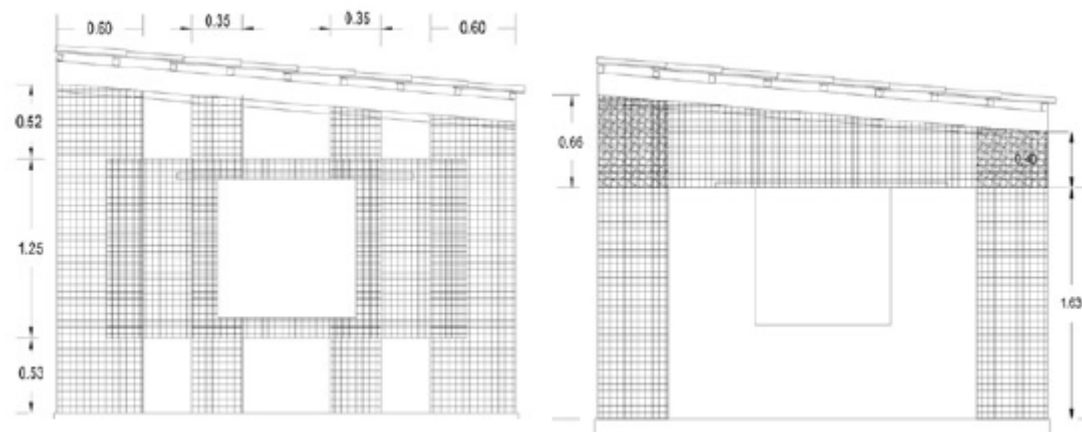



Figura 7.43 Distribuzione dei rinforzi per RM-PM75 e RM-PM50.

I risultati hanno mostrato che la quantità di *mesh* che si posa è più importante della resistenza della stessa. La muratura di Adobe rinforzata quasi completamente con una *mesh* scadente ha ottenuto traguardi migliori rispetto al modello rinforzato con il 75% di rinforzo di ottima qualità. Inoltre, tutti i casi testati hanno confermato il beneficio che si trae da un intonaco di fango che copra il rivestimento.

Model	Reinforcement description
URM-01	Nonreinforced—traditional
RM-SM	Welded wire mesh with cement plaster, vertically at corners and horizontally at top on both sides of wall
RM-RC	Welded wire mesh as RM-SM, plus reinforced concrete ring beam with shear anchors to the wall at corners
RM-NM	Natural mesh with vertical whole cane and horizontal fiber rope placed externally on both sides of wall
RM-PM100	Polymer mesh covering the wall at 100% on both sides
URM-02	Nonreinforced—traditional
RM-PM75	Polymer mesh covering the walls at 75% on both sides
RM-PM50	Polymer mesh covering the walls at 50% on both sides
RM-LCM	Low-cost polymer mesh covering half of the model at 100% and the other half at 70%

Maximum table displacement D_0 (mm)	Associated intensity (MMI)	CERESIS-GTZ-PUCP (2003)			GCI-PUCP (2005)		PUCP (2005-2006)			
		URM-01	RM-SM	RM-RC	RM-NM	RM-PM100	URM-02	RM-PM75	RM-PM50	RM-LCM
≤ 30	< VI	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
$30 < D_0 \leq 70$	VII	LD	ND	ND	LD	LD	—	—	—	—
$70 < D_0 \leq 90$	VIII	HD	LD	LD	HD	LD	HD	HD	HD	LD
$90 < D_0 \leq 110$	IX	C	HD	HD	HD	HD	—	—	—	—
$110 < D_0 \leq 135$	X	—	C	C	HD	HD	C	HD	C	HD

Tabella 7-13 Descrizione dei rinforzi dei modelli e loro performance sismica. ND no damage, LD light damage with fine cracks, HD heavy damage with wide cracks, C total o partial collpase with instability.

Data la diversità dei parametri di riferimento non è corretto fare dei collegamenti tra scala Mercalli, scala Richter e PGA. Quindi si ricorda solo che i gradi della scala Mercalli dal VI al X corrispondono rispettivamente a un terremoto: molto forte, fortissimo, rovinoso, disastroso, disastrosissimo. Tutto ciò in modo da poter mantenere dei riferimenti di paragone tra i vari risultati ottenuti. Nella sperimentazione del 1988 del paragrafo 7.1, ad esempio, ad uno spostamento della tavola di 100 *mm* si fa corrispondere un accelerazione di 1,09*g*, e per uno spostamento di 80 *mm* un'accelerazione di 0,88*g*. Ancora una volta, in virtù di questi dati, si riconosce la diversità di risultati da test su provini in scala reale, rispetto ai test sulle pile di Adobe fibrorinforzati (§ 7.2.2.3), i quali sono collassati ad accelerazioni molto minori (da un minimo di 0,056*g* a 0,642*g*).

In conclusione, si può dire che le *mesh* polimerica e metallica sono, al momento, tra i migliori rinforzi possibili. L'ordine di grandezza degli spostamenti raggiunti è coerente con

le sperimentazioni viste fin qui. Conferisce duttilità alla struttura, lavorando bene soprattutto dopo la fessurazione per tenere unita la struttura, consente di dissipare molta energia e, se resa un tutt'uno con la muratura di Adobe mediante un adeguato strato di intonaco di fango, migliora notevolmente la resistenza a taglio anche prima della propagazione delle fessure.

Per diminuire il suo costo si può distribuire parzialmente sulle murature o usarne di minor qualità ma ben ripartita. E' fondamentale non solo lo stucco di fango, ma anche che lo strato interno sia ben collegato con l'esterno da dei lacci passanti nel muro. La *mesh* industriale è più duratura e resistente agli attacchi biologici. Tuttavia, anche le armature esterne di bamboo, che creano una sorta di *mesh* a maglie molto larghe con le corde orizzontali, migliorano la risposta al sisma e, condizione basilare, sono disponibili in natura. Inoltre, il modello RM-NM a cui corrisponde questo tipo di rinforzo è stato uno dei pochi a non collassare mai. Si ricorda che, con certi limiti, sono anche applicabili agli edifici già esistenti.

Per questo tipo di rinforzo è stata data più importanza ai vari risultati ottenuti e, soprattutto, alla loro ripetibilità, piuttosto che alla descrizione, per esempio, del tipo di input. Sono i più testati in assoluto, abbastanza da poter pensare ai risultati mostrati come sicuramente validi. Quindi il loro valore è così certo, che si può ipotizzare che i dettagli più minuziosi di sperimentazione non siano influenti e che il risultato ormai valga in modo abbastanza uniforme, in modo da poter concentrarsi di più sulle conseguenze. Ulteriore conferma a questo ragionamento è data dalla maggior parte dei manuali tecnici in circolazione, che hanno adottato le *mesh* polimeriche come principale forma di rinforzo (insieme all'additivo paglia e alla corona in legno).

7.5 *Mesh* di strisce di pneumatico

L'alternativa che sta per essere esposta può rappresentare una novità intelligente: usare gli scarti, come i pneumatici vecchi, per costruire dei rinforzi strutturali funzionali e low-cost. I paesi sviluppati, che cambiano le gomme alla macchina ogni 7-8 anni circa (fonte Michelin), potrebbero essere i principali fornitori e trasformerebbero dei rifiuti da mandare in discarica in qualcosa di produttivo. Considerando quante macchine ci sono, anche solo in Italia, si percepisce quanto grande può essere l'affare; per di più, finalmente, l'occidente farebbe qualcosa di utile per gli altri paesi, limitando l'inquinamento e aiutando la parte del mondo più debole (in questo caso miliardi di persone). Per limitare i costi di trasporto è più sensato usare gli scarti dello stesso paese o comunque di quelli confinanti. In certi casi potrebbero essere le stesse nazioni "civilizzate" a voler donare i pneumatici, se i costi di trasporto risultassero comunque inferiori allo smaltimento o se ci fosse un picco di coscienza delle società coinvolte.

Ovviamente un ragionamento simile, in linea di massima, si potrebbe fare per tutti i materiali di scarto delle industrie o dei paesi avanzati, ma finora c'è stata sufficiente sperimentazione solo sulle strisce ricavate dalle ruote dei mezzi di trasporto. In attesa di

altri brillanti abbinamenti, si analizza di seguito il loro comportamento come rinforzo per le case in Adobe, facendo riferimento ad un articolo della World Conference on Earthquake Engineering che si è tenuta a Beijing (Cina) nel 2008[35] e ad un precedente articolo del 2005, degli stessi autori, pubblicato per la New Zealand Society for Earthquake Engineering [36].

Il cuore di questo sistema di rinforzo sta nel tagliare delle circonferenze di gomma dalla ruota usata, per creare una *mesh* che avvolga i muri di Adobe e provveda a colmare il deficit di resistenza a trazione e di duttilità. Le strisce vengono collegate tra loro da una connessione particolare abbastanza semplice, che impiega solo dei chiodi. Dopodiché, vengono installate delle strisce in direzione orizzontale sui muri, a 60 *cm* di distanza l'una dall'altra; per ancorare queste strisce le si fanno passare da dei fori praticati in precedenza nella muratura. Le strisce verticali devono essere ancorate alla fondazione e inchiodate alle travi del tetto, e sono disposte ogni 120 *cm* circa.

Figura 7.44 Una striscia di pneumatico di circa 6 metri pronta per essere installata.

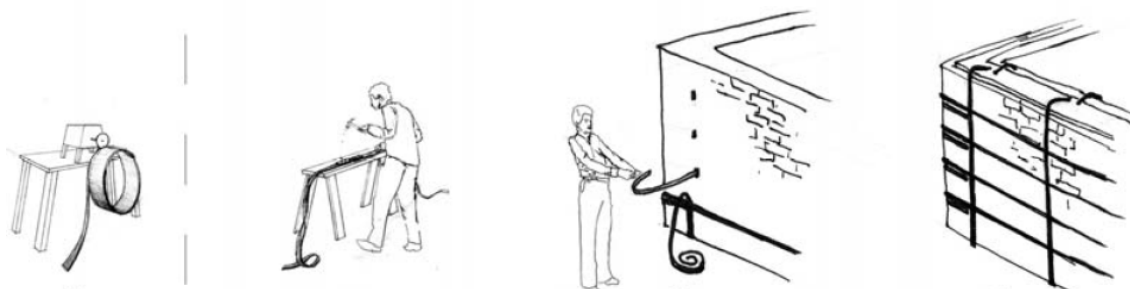



Figura 7.45 Passi da svolgere per una corretta posa del rinforzo: la prima parte può essere svolta più facilmente in un'officina, le seguenti sul sito.

Il fine è quello di migliorare la resistenza sia nel piano sia fuori piano, di abitazioni nuove ed esistenti. Questo obiettivo può essere raggiunto con un costo minimo, la materia prima è disponibile in grandi quantità e la tecnica costruttiva è semplice. Secondo gli esperti, in realtà, lo smaltimento delle vecchie ruote da parte dei paesi in via di sviluppo rappresenta

[35] A.W. CHARLESON – M. A. FRENCH, Used car type straps as sesismic reinforcement for Adobe houses, 14th WCEE, Beijing, 2008.

[36] A.W. CHARLESON – M. A. FRENCH, Improving seismic safety of Adobe construction with used car-tyre strips: preliminary investigation, NZSEE Conference, New Zealand, 2005.

un enorme problema ambientale. In discarica arrivano approssimativamente una ruota all'anno per abitante, e la popolazione del Perù è di circa 30 milioni.

Lo pneumatico ottimale è il *steel-belted radial car tire*, caratterizzato da una *mesh* di fili metallici sotto il battistrada. Questa componente incrementa la resistenza e la rigidezza del rinforzo, rendendolo più consono. Si ricorda che questo tipo di pneumatici sono i più usati e corrispondono, in realtà, alla normalità. Poiché gli estremi tagliati delle strisce espongono le fibre di metallo, è necessaria un adeguata protezione (con vernici o nastro isolante) laddove i muri siano sottoposti a elevata umidità. Nelle zone secche e aride, invece, il problema non sussiste. Per evitare che il rinforzo di venti fragile a causa dei raggi UV, o anche per una mera questione estetica, è consigliabile stenderci sopra uno strato di fango. Quest'ultimo accorgimento contrasta anche il possibile deterioramento causato da ozono, ossidazione e cambi di temperatura.

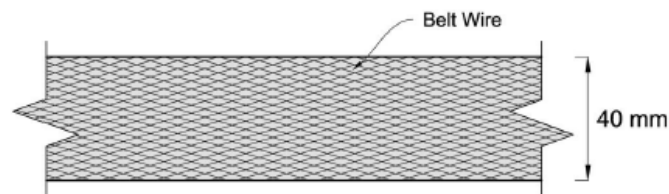



Figura 7.46 Orientamento della *mesh* metallica sotto il battistrada degli pneumatici.

Il comportamento fuori piano di un muro rinforzato con strisce di pneumatico può essere riassunto dallo schema che segue.

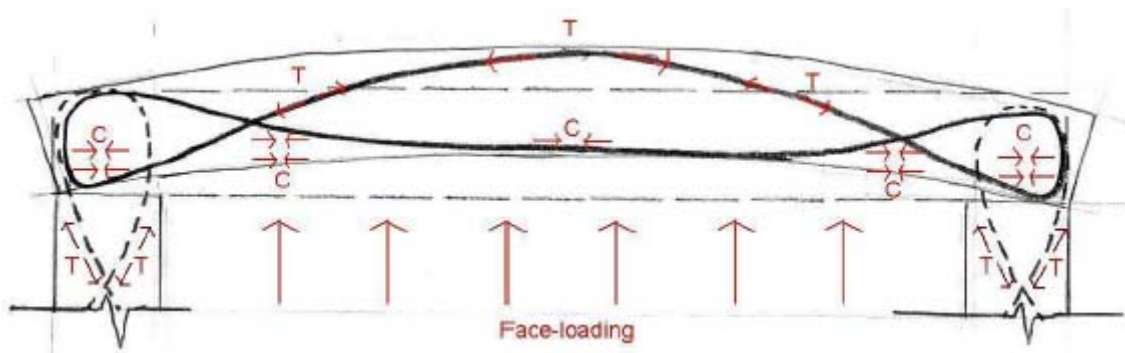



Figura 7.47 Schema di funzionamento (rifacendosi alla teoria *struct and tie*) di un muro soggetto a forze laterali fuori piano, rinforzato con strisce di pneumatico.

Il sistema composto è costituito dal muro di Adobe e dalla *mesh* di pneumatici. L'equilibrio viene conservato sollecitando a trazione quello che può essere visto come il corrente superiore di pneumatico e a compressione quello inferiore di Adobe. Quest'ultimo si può vedere anche come una serie di puntoni compressi. Difatti, la tensione nella *mesh* esterna, causata dalle forze fuori piano, è equilibrata dagli sforzi di compressione nell'Adobe. In strutture in cui il tetto è leggero, e non riesce a svolgere la sua funzione di diaframma rigido, tutta la forza orizzontale fuori piano viene assorbita dal muro, che si flette in quel modo. Le strisce verticali consentono al tetto di essere agganciato al muro, ma partecipano anche al miglioramento della resistenza fuori piano e nel piano dello stesso, soprattutto in

vicinanza di porte e finestre, consentendo la trasmissione degli sforzi anche alle bande orizzontali.

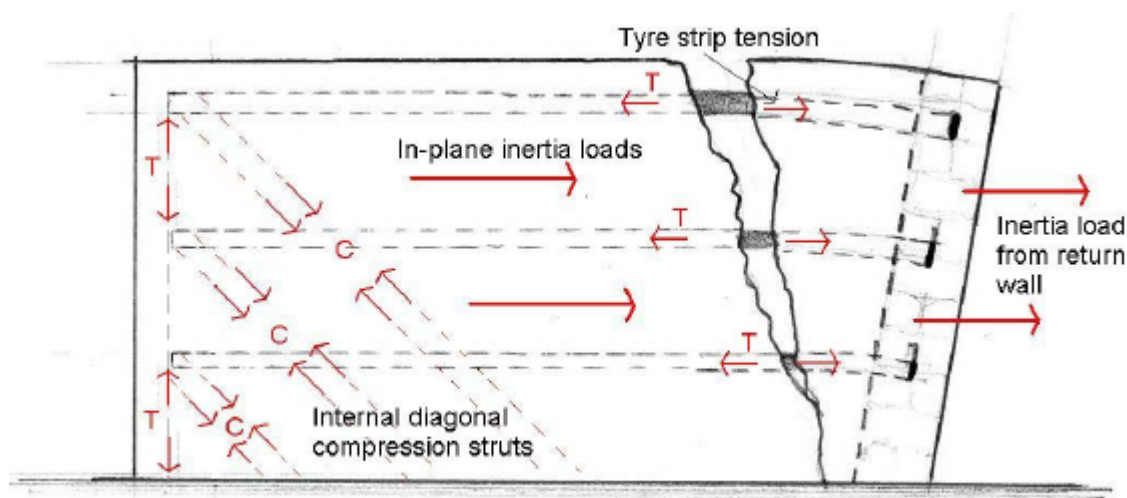



Figura 7.48 Funzionamento tirante e puntone per i muri sollecitati nel loro piano.

Un rinforzo a trazione spaziato con regolarità come questo crea un meccanismo tirante-puntone (*struct-and-tie*) resistente agli sforzi di taglio. Le strisce orizzontali e verticali lavorano insieme per assorbire gli sforzi nel piano. I rinforzi orizzontali, analogamente alle armature nelle strutture in cemento armato, resistono alle sollecitazioni di taglio, ma a causa della loro flessibilità assiale sono efficienti solo in parte. L'Adobe lavora al meglio delle sue possibilità, cioè come un puntone compresso.

7.5.1 Test di trazione sulle bande di pneumatico

Dopo numerosi test di trazione su strisce dai 10 *mm* ai 50 *mm* di larghezza, conoscendo la lunghezza massima che può essere ricavata da una ruota e considerando come va costruita la *mesh*, è stato convenuto dagli studiosi che 40 *mm* fosse la larghezza ottimale. Strisce di questo tipo, sottoposte a una sollecitazione di trazione, resistono fino a 12,3 *kN* (ε_u=0,18). Durante questi test, condotti in modo che la deformazione fosse molto lenta, i provini hanno manifestato fessurazioni significative. Poiché molti progetti sono impostati con deformazione e spostamenti consentiti limitati, gli sforzi nelle strisce di pneumatico saranno tenuti ben al di sotto del loro valore ultimo a trazione. In generale, si consiglia di rimuovere la gomma in eccesso per ottenere strisce di 8 mm circa di spessore. In questo modo sono piccoli i fori da praticare nell'Adobe, le strisce sono più semplici da trasportare e la gomma si può rivendere.

7.5.2 Test di trazione sulle connessioni

Per quanto riguarda le connessioni, bisogna considerare una lunghezza media delle strisce che va dai 4 ai 6 metri. Sono stati investigati due tipi di connessioni: viti e chiodi. I chiodi si sono dimostrati essere l'alternativa migliore (Figura 7.49): hanno resistito fino a 11,8 *kN*, in

una connessione composta da 4 chiodi di 3,15 *mm* di diametro e 70 *mm* di lunghezza, che univa una sovrapposizione delle strisce di circa 15 *cm*. Sia questo valore, sia il valore di resistenza a trazione della sola striscia di pneumatico, superano i valori che si possono, teoricamente, raggiungere durante un terremoto.

Figura 7.49 Collegamento completo con chiodi: sono piegati per prevenire la loro espulsione prematura, a destra la connessione al collasso con i chiodi espulsi.

7.5.3 Test sul piano della muratura

Un muro di 1,80 *m* x 1,30 *m* x 24 *cm*, a secco, con un barra di legno posizionata in sommità, è stato caricato lungo il suo piano. Il paio di cinghie di pneumatico superiori è stato tirato e il mattone alla stessa altezza è stato successivamente spinto durante il ciclo di carico nella direzione opposta. Nella prima fase il muro ha sostenuto con successo un carico di picco di 6 *kN* (0,02 *MPa* di sforzo medio di taglio), che corrisponde a 250 *mm* di spostamento. All'inversione di carico è stato raggiunto lo stesso valore massimo di forza e uno spostamento di 20 *mm*. Al termine di questo primo e ultimo ciclo il muro era danneggiato in modo rilevante (Figura 7.50).

Figura 7.50 Provino dopo un ciclo completo.

In questo test le strisce di pneumatico non avvolgevano solo il muro, ma si collegavano in due punti. Questa geometria più complessa ha aumentato il danno sul muro. Gli esperti si aspettano che sperimentazioni future, condotte senza fissare le cinghie una all'altra, daranno risultati più soddisfacenti. Comunque è chiaro e assodato che le strisce orizzontali sono parzialmente efficienti nel contrastare gli sforzi di taglio, perché i puntoni compressi e le fessure diagonali non si formano dalla cima alla base del muro, bensì tra le strisce. Inoltre questo muro non è di Adobe e non ha addirittura la malta, quindi anche il paragone con lo sforzo di taglio che caratterizza la muratura di Adobe in Normativa non è indicativo (20 *kPa* da questa sperimentazione, 25 *kPa* dalla Normativa del Perù).

Anche i due rinforzi verticali contribuiscono al miglioramento della performance nel piano del muro. Durante la loro posa sono stati pretensionati manualmente, creando una compressione addizionale nel muro che ha incrementato il carico laterale necessario per far scorrere le file di mattoni tra le bande orizzontali. Al massimo carico laterale di 6 *kN*, la tensione nelle strisce di rinforzo che impediva il ribaltamento era approssimativamente solo il 10% della loro capacità totale di trazione e circa il 50% della pretensione imposta.

7.5.4 Test fuori piano sulla muratura

Sono stati costruiti dei provini ad U, spessi 24 *cm*, alti 60 *cm* e lunghi 3,4 metri. Anch'essi sono costituiti da muri a secco con mattoni cotti riciclati. Sono state ideate varie tipologie di rinforzo: la muratura non rinforzata (a) ha resistito fino a una forza fuori piano corrispondente a 0,13*g*, il provino (e) ha raggiunto 0,5*g* e 400 *mm* di spostamento orizzontale. Il carico è stato trasmesso al centro da un martinetto e il muro era appoggiato agli estremi. Sulla sua lunghezza scorreva su dei pattini sufficientemente lubrificati al fine di garantire il minimo attrito possibile. Anche in questo caso va ricordata la differenza di comportamento di provini in scala diversa: i risultati che si possono ottenere per un prototipo di abitazione interamente rinforzato con una *mesh* di pneumatico possono essere considerevolmente migliori.

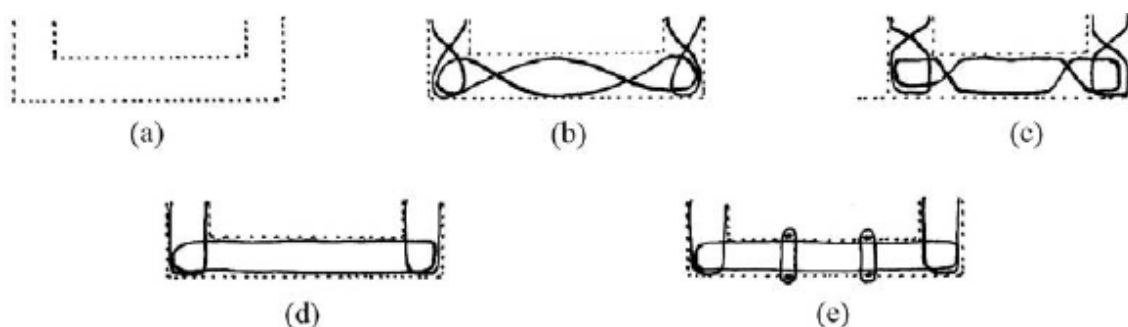



Figura 7.51 Differenti configurazioni di rinforzo: (a) non rinforzate, (b) catenarie, (c) catenarie modificate per semplicità costruttiva, (d) semplice giro attorno agli elementi, (e) opzione raccomandata: strisce orizzontali avvolgono il muro e sono collegate alle verticali con un filo di 2 *mm* di diametro.

Durante il test si è verificato qualcosa di inaspettato: quando i carichi venivano rilasciati all'improvviso, il muro tendeva lentamente a tornare nella sua posizione originaria. Questo

comportamento quasi elastico è dovuto esclusivamente alle cinghie di gomma, che tendono a tornare in una configurazione non sollecitata. Questo tipo di flessibilità, anche in caso di carico sul piano del muro, è garantita solo per sollecitazioni sismiche basse. Tuttavia, in questa sua caratteristica, che sembra esclusivamente positiva, si nasconde uno svantaggio: le grandi deformazioni che un sistema così flessibile produce possono avere più risvolti. Normalmente, grandi spostamenti provocano danni non trascurabili, o anche effetti del secondo ordine significativi.

Figura 7.52 Test *out of plane*: muro viene spinto contro i suoi appoggi.

7.5.5 Test a grande scala

Lo scopo di questo test è quello di dimostrare che questo sistema di rinforzo può prevenire il collasso in caso di terremoti moderati e severi. Questo test è stato condotto dal professor Charleson, autore dei primi rari articoli su questo argomento, nei laboratori della PUCP, ormai tempio delle costruzioni in Adobe. I risultati sono stati riassunti per la World Housing Encyclopedia della EERI[37].

Figura 7.53 Il modulo mentre viene posizionato sulla *shaking table*.

[37] A.W. CHARLESON, Seismic strengthening of earthen houses using straps cut from used car tires: a construction guide, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 2011.

E’ stato testato un prototipo rappresentante una camera singola, a pianta quadrata di lato 3,25 metri e altezza del muro frontale 2 metri e del muro del retro 2,25 metri. I mattoni usati erano di 250 x 250 x 70 *mm*, seccati al sole e con una miscela si terra, sabbia e paglia di 5/1/1. La malta era costituita dagli stessi ingredienti ma con proporzioni 3/1/1. I materiali erano di ottima qualità e le murature sono state costruite con massima attenzione e accortezza. Non è stata inserita la corona in legno, le travi del tetto poggiano direttamente sui muri (200 x 100 x 25 *mm*), ma la copertura non funge da diaframma rigido. Le strisce di pneumatico sono state disposte come descritto in precedenza; dopo averle messe in posizione sono state lievemente pretensionate con un crick rudimentale.

Il modulo è stato sottoposto ad una registrazione unidirezionale ricavata dal terremoto di Lima del 1970. Le ampiezze di picco sono state di 50, 90 e 130 *mm*. Queste tre fasi sono corrisposte a PGA di 0.4, 0.7 e 1.2*g*. Durante il primo test il provino è rimasto nella fase elastica. Questo comportamento è dovuto all’alta qualità di prodotti e manodopera impiegata, i rinforzi di pneumatico non hanno contribuito alla performance. Durante il secondo stadio, si è formata una fessura verticale nel muro del retro a causa delle forza fuori piano. Piccole fessure sono comparse anche nei muri nel piano della sollecitazione e nella parete frontale l’architrave si è spostata, causando fessurazioni e caduta di frammenti all’interno. I rinforzi orizzontali hanno salvaguardato dal collasso il muro del retro, soprattutto nella parte centrale e superiore. Durante la terza fase il danno si è intensificato: la cima del muro del retro oscillava vigorosamente, la parete si è spezzata in grandi blocchi tenuti insieme solo dai rinforzi di pneumatico (Figura 7.54). Anche nei muri laterali le strisce orizzontali hanno cucito le ampie fessure verticali che hanno diviso i suddetti muri da quelli fuori piano. Stessa argomentazione si può riproporre per le fessure diagonali dei muri sollecitati nel loro piano.

Figura 7.54 A sinistra il danno del muro del retro dopo la fase 3, a destra il pilastro più danneggiato.

La casa di Adobe non rinforzata (della stessa geometria) che fu testata dalla PUCP in precedenza, nella terza fase subì un rovinoso collasso. Questo prototipo è stato sottoposto nuovamente al terzo stadio di sollecitazione: il danno è incrementato ancora di più, alcuni blocchi di adobe sono caduti all’interno della casa attraverso le bande di rinforzo, ma in

nessun momento è sembrato potesse collassare totalmente o in parte. Tra le migliorie suggerite, c'è una miglior disposizione delle connessioni tra le strisce di pneumatico e l'Adobe in sommità dei muri.

In conclusione questo tipo di rinforzo si conferma come una reale alternativa alle performanti *mesh* di polipropilene. E' pur vero, infatti, che il problema delle *mesh* è il costo e la disponibilità. Questo tipo di rinforzo si propone con prepotenza, a questo punto, tra le migliori opzioni future possibili, in quanto sfrutta materiali di scarto e di uso abbondante. Per di più, ci sono degli aspetti interessanti riguardo la resistenza dimostrata (quasi impossibile superarla) e la sua capacità di recupero elastico, legata anche alla conseguente (non trascurabile) flessibilità del muro. Questi, certamente, sono lati da approfondire con sperimentazioni accurate, ma si può dire che offrano scenari interessanti.

7.6 Conclusioni

Le sperimentazioni non hanno smentito le aspettative. Dai risultati sperimentali è evidente che, con adeguati supporti, anche nella fascia costiera del Perù (1*g* con tempo si ritorno di 475 anni) è possibile rinforzare le abitazioni in Adobe. Test su grande scala solo stati eseguiti su quasi tutti i rinforzi possibili, ma scarseggiano le sperimentazioni e le prescrizioni per le strutture esistenti, che rappresentano la maggioranza dello stato di fatto. In ogni caso, la variabilità dei risultati è dovuta non solo alla probabilità e alle varie scale dei provini, ma anche al tipo di suolo usato per formare i mattoni e la malta E' stato dimostrato a più riprese, che quest'ultimo è un parametro che influenza grandemente la performance sismica delle costruzioni in Adobe.

La paglia come additivo, la corona in legno e la *mesh* di origine industriale sono tecnologie già adottate dai manuali e dalla Normativa. La *mesh* di bamboo ha avuto performance paragonabili a quelle dei rinforzi di polipropilene e metallo nelle sperimentazioni della PUCP del 2003 e del 2005 su grande scala. Anche le armature interne di bamboo sperimentate nel 1988 (riferimento per molti anni a venire), unitamente alla corona in legno e alla paglia negli impasti, hanno garantito ottimi risultati.

Il sistema di rinforzo che sfrutta gli pneumatici usati ha avuto un ottimo riscontro nel test a grande scala. Di seguito riporto uno schema (Tabella 7-14) che riassume i vantaggi e gli svantaggi dei principali rinforzi strutturali, considerando la corona in legno e gli impasti fibrorinforzati in paglia come due accorgimenti già assunti nella casa in Adobe ottimale.

La sorta di tormentone, che si ripete molto spesso nelle conclusioni degli articoli accademici, è che è necessario un apporto serio del governo che deve pianificare un piano di intervento. Serve informazione e formazione, bisogna arrivare anche alle persone più povere, in modo semplice e efficace. Bisogna continuare con la ricerca, per trovare soluzioni che non costino, perché puntare sulla *mesh* industriale al momento non è sostenibile. Bisogna vincere la mancanza di fiducia delle persone meno abbienti, che sono

abituate a vivere in quel modo, e convincerli che queste migliorie sono importanti. E ricordarsi, sempre, che si sta parlando di un terzo della popolazione mondiale.

	Canne verticali e canne spaccate orizzontali interne o *mesh* esterna con corde orizzontali	***Geomesh* avvolta e legata ai muri coperta da uno strato di fango**	***Mesh* di pneumatici ancorata ai muri**
Vantaggi	Low-cost e low-tech, usa materiali naturali. Previene il collasso. I muri non necessitano di intonaco.	Procura alti livelli di resilienza strutturale. Previene il collasso e la struttura subisce meno danni rispetto agli altri due metodi.	Usa materiali riciclati. La corona in legno non è necessaria. E' applicabile su edifici nuovi e esistenti.
Svantaggi	In molte regioni le canne non sono disponibili. Se le canne sono interne al muro la tecnica costruttiva è più complicata e non è popolare tra gli adopero. Necessita di una *ring beam*. Non può essere usata sull'esistente.	Costo elevato della *mesh*. Necessita di una corona in legno o RC. Per essere applicata su edifici esistenti bisogna ancora sviluppare un ancoraggio alle fondazioni e va riapplicato l'intonaco.	Le gomme usate devono essere reperite. Il collasso è evitato, ma non il danno. In ambienti umidi vanno adottate misure speciali per prevenire la corrosione della *mesh* metallica.
Riassunto	Low-tech e collasso scongiurato.	Strutturalmente, è il rinforzo migliore ma anche il più costoso. Applicabile solo per costruzioni nuove e richiede la corona in legno.	Evita il collasso cerchiando i muri e tenendo insieme la struttura. Ottimo per gli auto costruttori e adatto all'esistente.

Tabella 7-14 Riassunto dei rinforzi di varia origine e dei loro punti salienti.

.

8 Modellazione

8.1 Introduzione

Ad oggi, dato il costo elevato dei test dinamici, la modellazione numerica sta diventando un approccio alternativo per studiare il comportamento dei sistemi strutturali come la muratura in Adobe. Inoltre, è utile per fare studi parametrici riguardanti l'influenza della variazione delle proprietà meccaniche, dei rinforzi o della geometria sul comportamento globale della struttura.

La muratura è composta da mattoni e malta; ogni componente è caratterizzata dalle sue proprietà meccaniche. La malta è tipicamente più debole dei mattoni, difatti solitamente le fessure si propagano lungo i bordi dei mattoni, formando un cammino a zig-zag. Tuttavia è anche possibile che i mattoni vengano coinvolti nel processo che porta al collasso, raggiungendo la loro resistenza massima a trazione e taglio.

Nel caso delle strutture in Adobe non rinforzate i mattoni e la malta sono fatti dello stesso materiale: una miscela di acqua e terra. Pertanto, risulta ragionevole trattare la muratura di Adobe come un continuo omogeneo. D'altronde il quadro fessurativo che si ottiene rispettando questa ipotesi è coerente con quello reale: meno preciso, ma di un ordine di grandezza assolutamente accettabile. In qualsiasi approccio è necessario l'uso di parametri elastici e inelastici. Per la muratura di Adobe c'è una mancanza di informazioni e di dati sperimentali concernenti alcune proprietà del materiale, soprattutto quelle inelastiche. Questo provoca una certa incertezza nella modellazione numerica. Perciò, a questo riguardo, si fa riferimento a degli studi del 2011, già riportati nel paragrafo 4.1.1.2, di Sabino Nicola Tarque Ruiz.

E' bene specificare che la modellazione può essere di due tipi differenti. Si definisce *micro-modelling* (*fracture mechanics*) la modellazione numerica che distingue i mattoni dai giunti di malta, attribuisce a ciascuno le sue particolari caratteristiche meccaniche e posiziona ogni elemento al posto che occupa realmente. Questo approccio discreto identifica da subito le zone deboli in cui si propagheranno le cricche (i letti di malta o la mezzeria dei mattoni), le quali seguiranno il tipico andamento spezzato. Consente, inoltre, la separazione dei singoli mattoni al raggiungimento di un particolare valore di taglio o trazione; il problema maggiore sarà proprio nella modellazione delle interfacce tra i mattoni (e.g. nodi viscoelastici), che devono rappresentare realisticamente il comportamento della muratura. Tutta l'inelasticità è concentrata nei giunti di malta, e difatti vengono utilizzati elementi finiti diversi per malta e mattoni. Il difetto principale di questo approccio è l'immenso onere computazionale, presente già per edifici di normali proporzioni.

Il secondo criterio è quello già citato, che considera la muratura un continuo omogeneo, con caratteristiche meccaniche, danneggiamento e fessure spalmate su tutta la muratura. E' detto *macro-modelling* (*continuum mechanics*). Questo metodo funziona bene nei casi in cui le zone danneggiate siano diffuse e non limitate a pochi mattoni. Le proprietà omogeneizzate

sulla muratura si possono definire prima in direzione parallela ai letti di malta e poi perpendicolare. In generale, si può dire che il metodo discreto abbia un grado di precisione maggiore del necessario. La modellazione, in questo campo, deve essere uno strumento abbastanza agile e deve servire per verificare il comportamento delle strutture e il loro collasso, magari con rinforzi particolari; non per individuare cricche specifiche in zone localizzate. Programmazioni così minuziose sono necessarie per seguire con attenzione la propagazione di cricche infinitesime, che in certi materiali, come quelli metallici, possono portare a una rottura fragile e improvvisa di componenti fondamentali per la stabilità. L'Adobe è si un materiale fragile, ma le fessure sono una sua caratteristica intrinseca, soprattutto se si considera la realtà locale delle costruzioni. Avere uno strumento per cogliere il comportamento globale reale della struttura è molto più importante.

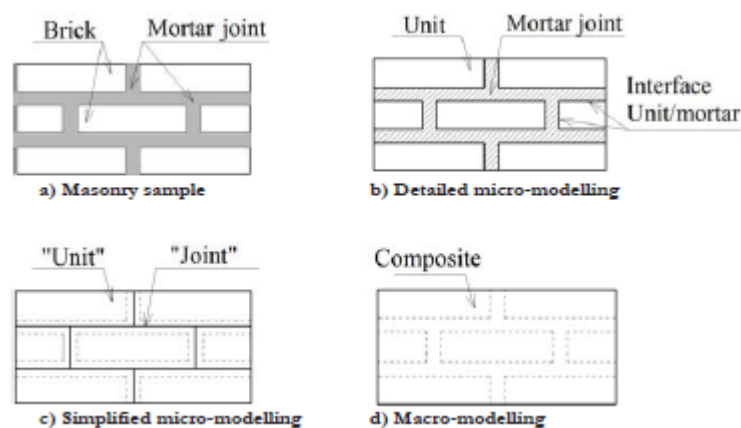



Figura 8.1 Strategie di modellazione per le strutture in muratura.

Il *damaged plasticity model* e lo *smeared crack model* sono i due approcci principali del *macro-modelling*. Lo *smeared crack model* usa elementi continui dove le fessure del calcestruzzo, o della muratura, sono assunte come distribuite sul modello (in termini di deformazione). Il processo di frattura inizia quando lo sforzo principale massimo eccede la resistenza a trazione in un punto. La propagazione delle fessure è controllato principalmente dalla forma del diagramma *softening* di trazione e dall'energia di frattura normalizzata dalla lunghezza caratteristica dell'elemento *h*. Questo criterio può seguire un *decomposed-strain model* o un *total strain model*, secondo assi fissi o ruotati. La deformazione totale, infatti, si può scomporre in deformazione del materiale (elastica, *creep*, termica,…) e della fessura. Un ulteriore classificazione del modello è definita da *single-fixed*, *multiple-fixed* e *rotated crack formulations*, che controllano le direzioni delle nuove fessure. Nell'ambito di questo tipo di modellazione è tra i più semplici, perché si basa principalmente sul diagramma sforzo-deformazione e su pochi altri parametri, che però bisogna possedere a partire dalla sperimentazione.

Nel *damaged plasticity model* si individuano due meccanismi di collasso principali: la fessurazione a trazione e lo schiacciamento a compressione. Allo stesso modo del criterio precedente, il danno è spalmato sul continuo, ma questo modello assume che il collasso del materiale possa essere effettivamente descritto usando le caratteristiche di tensione

monoassiale, compressione monoassiale e plasticità. La fessurazione è rappresentata da *damage factors* che riducono il modulo di elasticità in compressione e trazione. A differenza della teoria della plasticità classica, in questo caso si introducono una serie di parametri che alterano il comportamento elasto-plastico del materiale.

Si definiscono d_t e d_c *damage factors* : controllano la chiusura delle cricche e riducono la rigidezza elastica durante lo scarico. Pur essendo variabili definite in campo monoassiale, intervengono sulla matrice di rigidezza elastica D e governano il degrado del comportamento del materiale. Come si vede in Figura 8.2, infatti, a compressione il materiale procede linearmente fino allo sforzo di snervamento iniziale σ_{c0}, dopodiché entra nel ramo di *hardening* e infine di *softening* dopo aver superato lo sforzo ultimo σ_{cu}. Quando il provino viene scaricato da qualsiasi punto del ramo di *softening* il comportamento è governato da d_t e d_c. Si introducono, inoltre, i parametri di *stiffness recovery* w_t e w_c, che governano il recupero di rigidezza in trazione e compressione, utili per riprodurre correttamente il comportamento del materiale sottoposto a carichi alternati (w_c = *1*, recupero totale di rigidezza sotto sforzi a compressione; w_t = *0*, nessun recupero di rigidezza sotto sforzi a trazione).

L'associazione, in termini di comportamento, di Adobe e calcestruzzo viene abbastanza spontanea: entrambi resistono bene a compressione, ma non a trazione, e hanno un ramo *hardening-softening* di quel tipo a compressione, e rottura fragile a trazione. Il calcestruzzo resiste anche dieci volte tanto a compressione, ma il diagramma sforzo-deformazione è molto simile. Sembra l'ideale, quindi, usare modelli come il *concrete damaged plasticity* per rappresentare l'Adobe, ovviamente inserendo i parametri opportuni nel sistema.

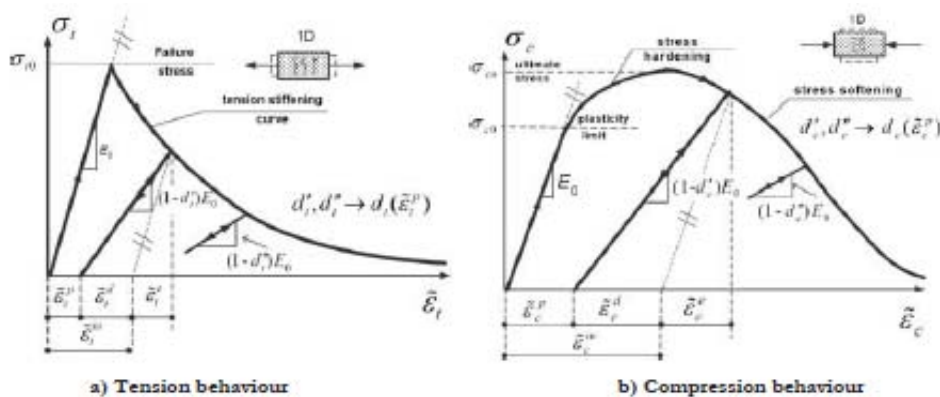



Figura 8.2 Risposta del cemento sotto carichi di trazione e compressione implementata in Abaqus per il *concrete damaged plasticity model*.

I metodi di modellazione numerica enunciati finora fanno riferimento esclusivamente a particolari programmi commerciali, più precisamente: Midas FEA per il *micro-modelling* e Abaqus Standard/Explicit per il *macro-modelling*. Lo *smeared cracked model* e il *concrete damaged plasticity model* sono, infatti, due particolari legami costitutivi inseriti nella definizione del materiale da Abaqus. I parametri da inserire sono numerosi e vari, l'utilizzo di questi software, inoltre, è più complicato di altri programmi in uso, che sono altrettanto validi finché si rimane in determinati frangenti. Nell'America Latina, ma anche in Europa, è

molto diffuso SAP2000, un programma di modellazione strutturale elaborato da CSi. Lo scopo è quello di rappresentare il comportamento globale della struttura e verificare che certi tipi di rinforzo possono essere di reale beneficio alla stabilità della costruzione in caso di terremoto. Per questo fine, si dimosterà dapprima che SAP è in grado di riprodurre in modo sufficientemente accurato il materiale Adobe e poi lavorerò alla modellazione di un rinforzo appropriato.

Finora l'unica persona, o perlomeno l'unica fonte reperibile, che ha usato SAP per la modellazione dell'Adobe è stata Sandra Stephanie Vecchi, una studentessa della PUCP[38]. Lo scopo della sua tesi, per ottenere la Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, è stato quello di sviluppare un modello numerico che fosse in grado di prevedere il comportamento elastico dinamico delle case a un piano di Adobe. L'autrice precisa, inoltre, che possono essere dedotte le possibili fessure dalla distribuzione degli sforzi.

In questa tesi, invece, si supera il limite elastico, indagando il ramo di *hardening* e *softening* e verificando il modello con un analisi *pushover*. Si prova, quindi, a dare ancora più credibilità a un programma complesso, ma più intuitivo di altri, come SAP. Perché, come sottolinea l'autrice peruviana Vecchi, è importante dare degli strumenti validi, ma non esageratamente articolati, ai progettisti del Perù. Ottimi strumenti di modellazione numerica come Abaqus o Midas rischiano di non essere accessibili, nella loro complessità diventano proibitivi. Inoltre, non bisogna dimenticare il contesto: al momento c'è l'urgenza di testare rinforzi nuovi in modo semplice e immediato senza fare costose sperimentazioni in grande scala nei laboratori delle Università. Chiunque abbia un computer, in questo modo, modellando opportunamente prototipi e parametri, è in grado di dare una valutazione globale di un rinforzo. Questo sarà sempre più possibile nel momento in cui tanti parametri e software vengono "validati", dimostrando la loro coerenza con la sperimentazione e affidabilità.

In questo caso si cerca di dimostrare il valore di SAP e di indagare per la prima volta il comportamento di rinforzi di strisce di pneumatico, non ignorando la realtà dei fatti e sperando che questo lavoro possa avere un seguito. Con realtà dei fatti si intende le condizioni vere in cui si trovano le case in terra, in cui la fessurazione è una caratteristica intrinseca delle abitazioni e la cui qualità di costruzione può variare enormemente. Per questo non è proficua una modellazione minuziosa nei particolari della fessurazione, ma è sufficiente che colga gli aspetti globali. Perché le case, nello stato di fatto, sono estremamente variabili; è importante dimostrare che si coglie e si migliora il comportamento dell'insieme della struttura, in modo da poter ottenere un risultato, e una modellazione valida, per tutte le varietà di abitazione. Non dobbiamo dimenticare con cosa, nella realtà, abbiamo a che fare: le immagini di tutta la prima parte della tesi raffigurano il mio oggetto di studio, sono abitazioni imperfette, rovinate e che dipendono strettamente dall'abilità di chi le ha costruite. Le nostre energie devono concentrarsi per ottenere rinforzi validi, non per stabilire dove nascerà la prima cricca, che probabilmente sarà già presente, in numero sicuramente superiore all'unità, dall'essiccamento in avanti.

---

[38] S. S. VECCHI, A finite element model evaluation of the dynamic behavior of one-story Adobe dwellings reinforced with polymer grid, Master Thesis for Master Degree in Civil Engineering, PUCP, Lima, 2009.

8.2 Analisi *pushover*

8.2.1 Validazione SAP2000

Per assicurarsi che SAP (v15.1.0) rappresentasse in modo consono le abitazioni in Adobe, sono stati presi come riferimento gli esperimenti di laboratorio condotti da Blondet nel 2005. Questi stessi risultati sono stati usati anche da Tarque [2011] per valutare i suoi modelli in Abaqus e Midas. I test a cui ci si riferisce sono quelli già documentati e analizzati nel paragrafo 7.1.5 di questa tesi. Geometria, modalità di carico e risultati sono esplicitati in quell'ambito; ora, invece, ci si preoccupa di documentare come è stato costruito il modello in SAP e se corrisponde alla realtà empirica dei test fatti. Sono stati modellati vari prototipi, con *mesh*, vincoli, parametri di analisi e scelte differenti; di seguito si riassumono le caratteristiche e i risultati del modello migliore.

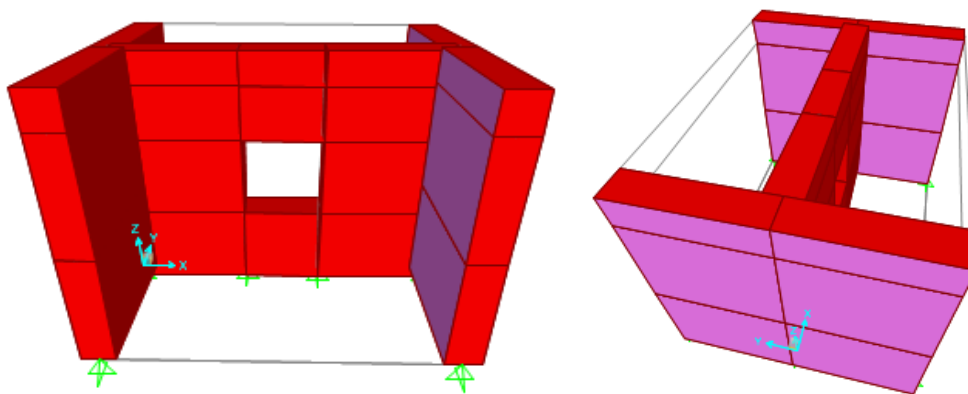



Figura 8.3 Vista 3D del modello analizzato in SAP2000.

Sono stati utilizzati degli elementi *shell* sia per il muro in Adobe, sia per la corona in calcestruzzo. Il modello ha dato i risultati migliori con vincoli di solo appoggio alla base dei muri e con pochi elementi che non compromettessero la convergenza delle analisi. La trave di fondazione non è stato necessario modellarla, dato che i muri sono solo appoggiati al calcestruzzo alla base. Se un modello simile si rivelerà aderente alla realtà, sarà un ottimo punto di partenza per la modellazione dei rinforzi. L'obiettivo, infatti, rimane quello di brevettare un tipo di modellazione agile, veloce, ma efficace e estremamente valida.

I parametri usati per definire il materiale sono quelli calibrati da Tarque [2011] e rappresentati in Figura 7.19 e Tabella 7-7, ma con resistenza a compressione di 0,30 *MPa* (Figura 8.4). L'angolo d'attrito usato è di 35° e l'angolo di dilatazione è pari all'unità. Il calcestruzzo usato nella modellazione è il C30/37, il più simile a quello impiegato nel test a Lima, le cui caratteristiche sono riepilogate nella Tabella 8-1.

Concrete		
E (MPa)	υ	γ_m (N/mm^3)
22000	0.25	2.4e-05

Tabella 8-1 Caratteristiche del calcestruzzo impiegato per la corona in sommità del provino.

In questo modo è stato definito il materiale, dopodiché si è trattato di fare le corrette scelte di modellazione per rappresentare il modello. E' stata definita un tipo di sezione *shell* che tenesse conto del comportamento non lineare del materiale, e che comprendesse sia il comportamento a membrana per elementi *thin* (che trascurano gli effetti del taglio trasversale, Kirchhoff) sia, viceversa, a piastra (elementi *thick*, Mindlin). L'elemento *shell*, difatti, è usato comunemente per modellare i gusci, le lastre (comportamento membranale) e le piastre (a flessione), ma può anche essere selezionata un opzione "*shell* completa" che tenga conto dell'aspetto flessionale e membranale insieme. Può essere in due o tre dimensioni, a tre o quattro nodi (Figura 8.5) e non necessariamente piano.

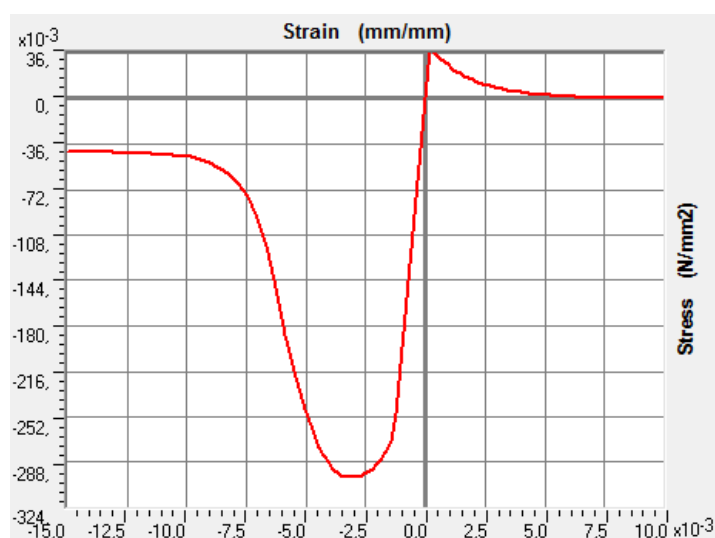



Figura 8.4 Legame costitutivo inserito nella definizione del materiale Adobe.

Ogni elemento ha un sistema di riferimento locale a cui poi si riferiscono i risultati (*output*), le tensioni sono valutate nei punti di integrazione di Gauss (ne sono stati scelti due lungo lo spessore) e poi sono estrapolate ai nodi degli elementi su cui si fa una media. La massa dell'elemento si accumula ai nodi e non al suo interno; proprio da quest'ultima, nelle analisi sinamiche, si ricavano le forze d'inerzia. Più la maglia è regolare, migliori sono i risultati. Per migliorare la *mesh* sono stati aggiunti degli *edge constraints* sugli elementi i cui confini non combaciavano con gli elementi adiacenti. Vincolandoli in questo modo è stato garantito un comportamento d'insieme della struttura e una risposta più coerente.

Per ogni materiale, SAP consente di specificare una curva monoassiale sforzo-deformazione (Figura 8.4) che descrive il comportamento lungo ogni asse 1, 2 o 3: $\sigma_{11} - \varepsilon_{11}$, $\sigma_{22} - \varepsilon_{22}$ e $\sigma_{33} - \varepsilon_{33}$. Il comportamento non lineare è quindi lo stesso in ciascuna delle tre direzioni; si ricorda che il materiale Adobe è stato definito ipotizzandolo isotropo, dato che ogni componente della muratura è composta da acqua e terra (ed eventualmente paglia). La tensione ha sempre il segno positivo; una curva sforzo-deformazione del taglio è calcolata internamente dal software, a partire dal diagramma del legame costitutivo fornito dall'utente, mediante il cerchio di Mohr. Nelle analisi è anche possibile includere il *P-delta effect*, ossia gli effetti del II ordine, che diventano influenti in caso di grandi spostamenti. In

questo caso, è stato notato che la differenza tra un modello che lo comprendesse o meno non era rilevante.

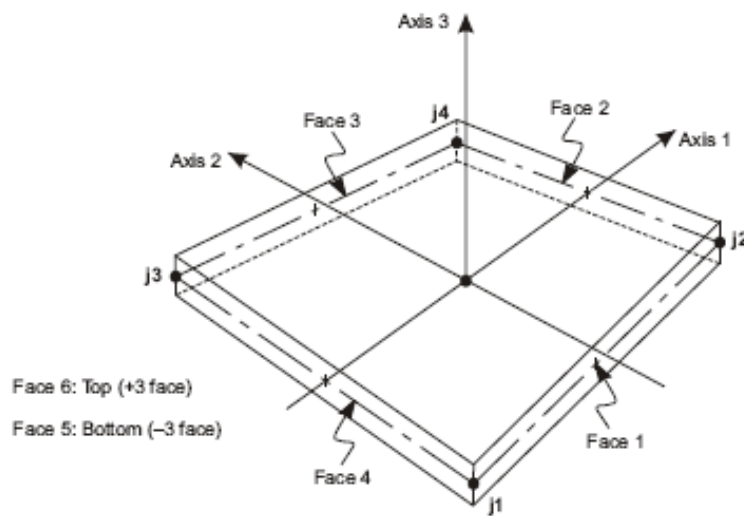



Figura 8.5 Elemento *shell* a 4 nodi.

In Figura 8.6 è rappresentata la distribuzione degli sforzi s_{22} in direzione verticale, dovuta esclusivamente al peso proprio. L'ordine di grandezza è coerente con semplici calcoli fatti a mano.

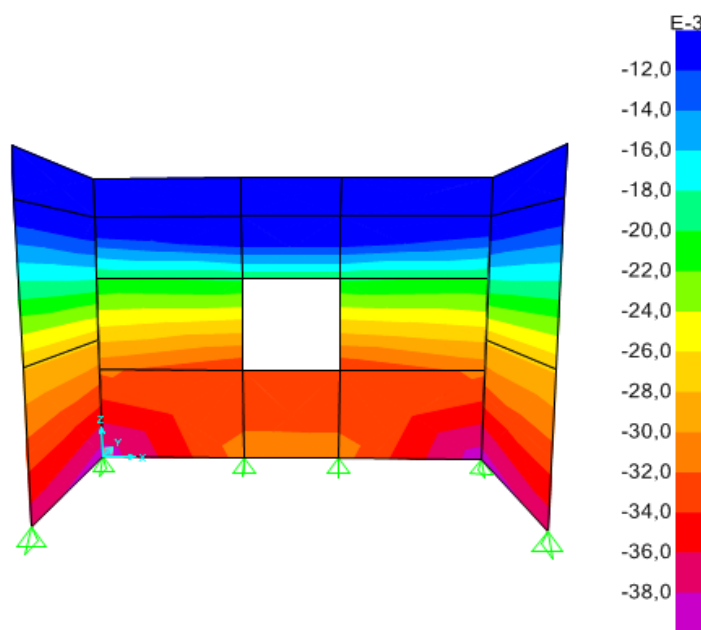



Figura 8.6 Distribuzione degli sforzi s_{22} dovuti solo al peso proprio [N/mm²]

Nello specifico, è stato scelto di riprodurre il test ciclico sul provino a I, per comparare poi le curve di *pushover* e verificare che la distribuzione degli sforzi sia coerente e accettabile. L'analisi di spinta o di *pushover* è un metodo proposto dalla nuova normativa sismica (anche se non è strettamente legato all'analisi sismica) per l'analisi statica non lineare di una struttura. Viene utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche di sistemi dissipativi

(aventi, cioè, comportamento elasto-plastico). Con questo metodo di analisi le azioni sismiche sono modellate come forze statiche, che rappresentano la forzante. Il metodo consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze via via crescenti sulla struttura, in modo da studiare la sua risposta in termini elasto-plastici fino al collasso globale o locale. Tale risposta, pertanto, deve essere ottenuta mediante un'analisi non lineare, tenendo conto sia degli effetti di non linearità del materiale (eventuali formazioni di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione) sia degli effetti di II ordine (quindi non linearità di tipo geometrico), qualora esse assumano un valore non trascurabile.

La forzante può anche essere costituita da un profilo di spostamenti prestabilito. In questo caso gli spostamenti vengono applicati in modo incrementale monotono, fino a che un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato. Si tratta di un approccio fortemente innovativo, poiché consente un'analisi di tipo prestazionale delle costruzioni. Ossia, costruendo la curva *pushover* di una struttura (curva prestazionale su un piano forza-spostamento o accelerazione-spostamento) è possibile individuare immediatamente il valore del taglio alla base corrispondente ai diversi stati limite e soprattutto come, quando e quanto si danneggerà la struttura in esame.

L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace: la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazione del moto di un sistema a molti gradi di libertà non lineare (§ 8.4). Ma un'alternativa attraente rimane l'uso di analisi statiche non lineari, che, pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime realistiche ed affidabili della risposta strutturale, anche in campo non lineare. L'analisi di spinta consente, quindi, di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità o *pushover*. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà equivalente alla struttura di partenza.

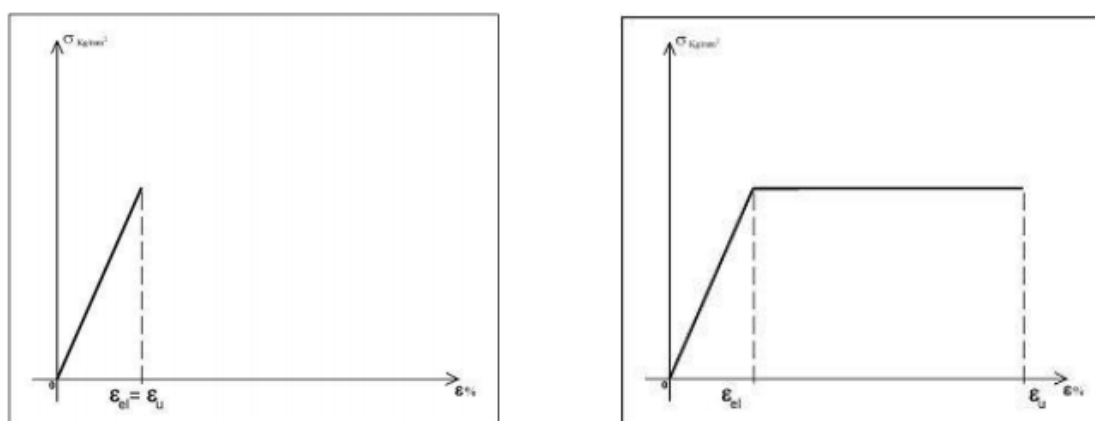



Figura 8.7 Analisi sismica lineare e non lineare.

Per riprodurre gli spostamenti imposti nel laboratorio della PUCP, descritti nella Tabella 7-6 e Figura 7.8 nel capitolo dedicato alle sperimentazioni, è stata condotta una S*tatic Pushover*

Analysis in controllo di spostamento, che tenesse conto della non linearità del materiale. E' stato imposto un *Load Type* di accelerazione lungo *x* (direzione lungo la parete con la finestra), governato da un nodo di controllo *(Joint 25)* che coincide col punto di intersezione tra la parete con la finestra e quella trasversale di sinistra, in sommità.. Quest'ultimo deve arrivare fino ad uno spostamento massimo predefinito, con *step* successivi di incremento di spostamento (e quindi di carico). Il *Load Case* legato all'analisi *pushover* non inizia da condizioni di sforzo nulle, bensì da una pre-analisi non lineare legata solo al peso proprio, poi incluso anche nell'analisi corrente. Gli effetti legati ai grandi spostamenti sono stati trascurati senza compiere un errore rilevante.

La curva di *pushover* si ottiene diagrammando gli spostamenti imposti, in funzione della forza applicata. Nel modello la forza applicata è dedotta dal taglio alla base, somma delle reazioni di taglio a tutti i nodi vincolati a terra, in direzione *x*. Nella sperimentazione le curve di *pushover* ottenute sono quelle rappresentate in Figura 8.8.

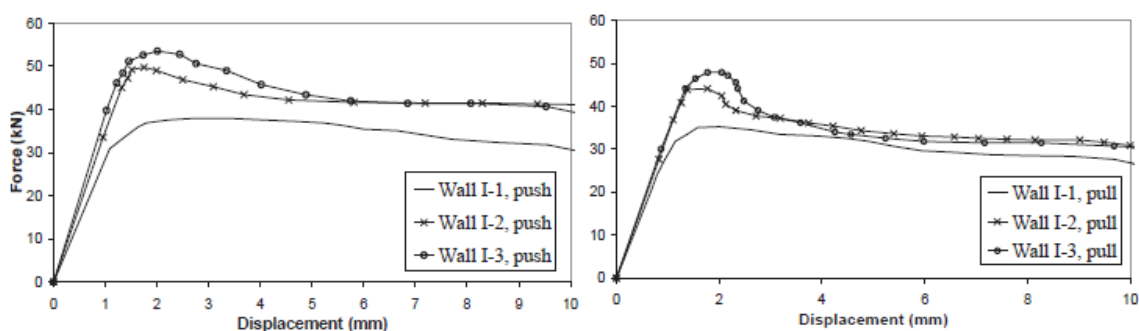



Figura 8.8 Inviluppo delle curve di *pushover* o di spinta, ottenute dai test ciclici della sperimentazione: rami legati a spostamenti positivi e negativi, Wall I-1 è il provino con la finestra.

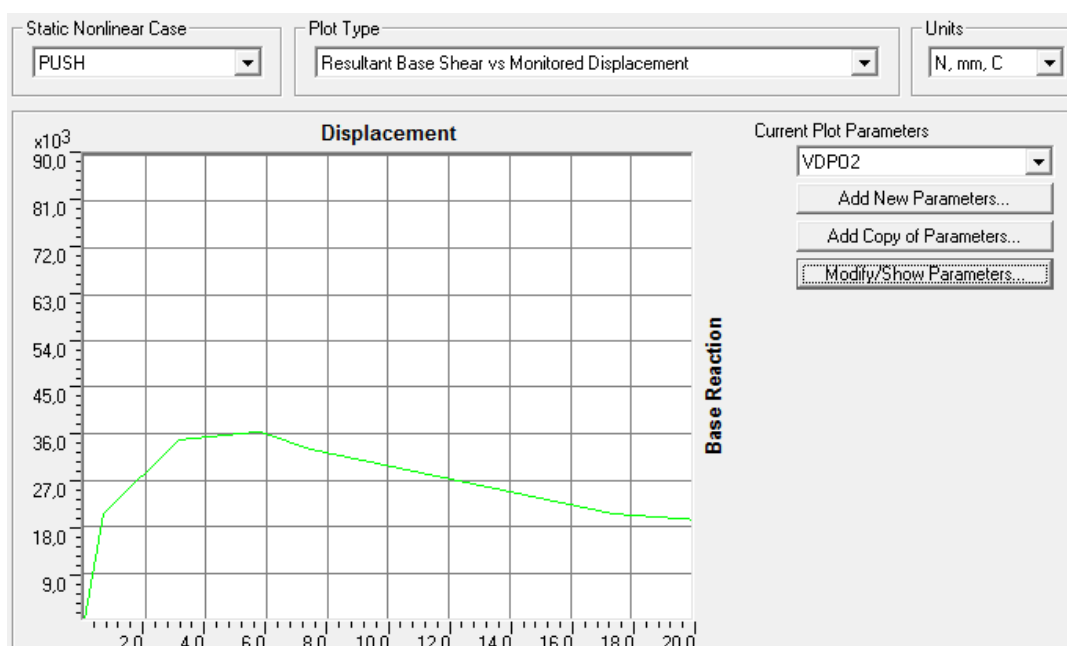



Figura 8.9 Curva di *pushover* di output di SAP2000.

SAP, invece, ha fornito il diagramma di Figura 8.9, testando il provino descritto finora.

In Figura 8.10 sono sovrapposte le due curve: a parte una non precisa valutazione tra 1 e 3 millimetri di spostamento imposto, la modellazione numerica riproduce bene il comportamento dell'Adobe, sia nella primissima fase iniziale, sia nel ramo in cui interviene il *softening*. La pendenza fino al millimetro di spostamento e il *plateau* finale sono quasi perfettamente coincidenti.

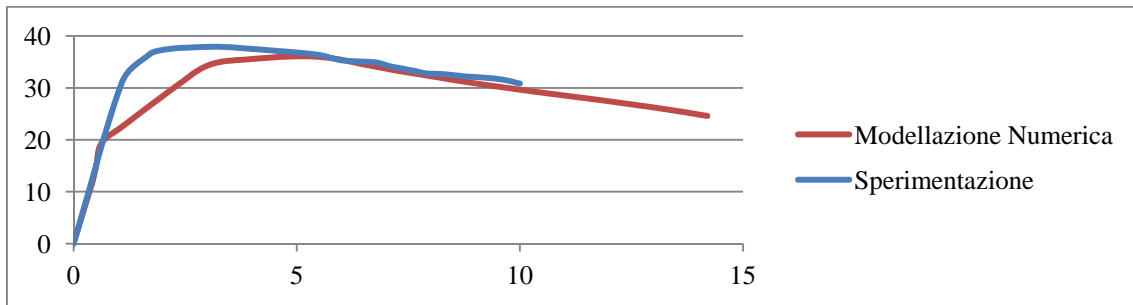



Figura 8.10 Sovrapposizione della curva di *pushover* sperimentale e di quella ricavata da SAP. In ordinata c'è il taglio alla base (o la forza applicata) [*kN*] e in ascissa gli spostamenti del nodo di controllo [*mm*].

Ad ulteriore riprova della bontà della modellazione si analizzano di seguito gli sforzi ottenuti imponendo determinati spostamenti in sommità.

1) Spostamento imposto di 1 *mm*, facendo cedere il vincolo posto al nodo 25 in direzione *x*.

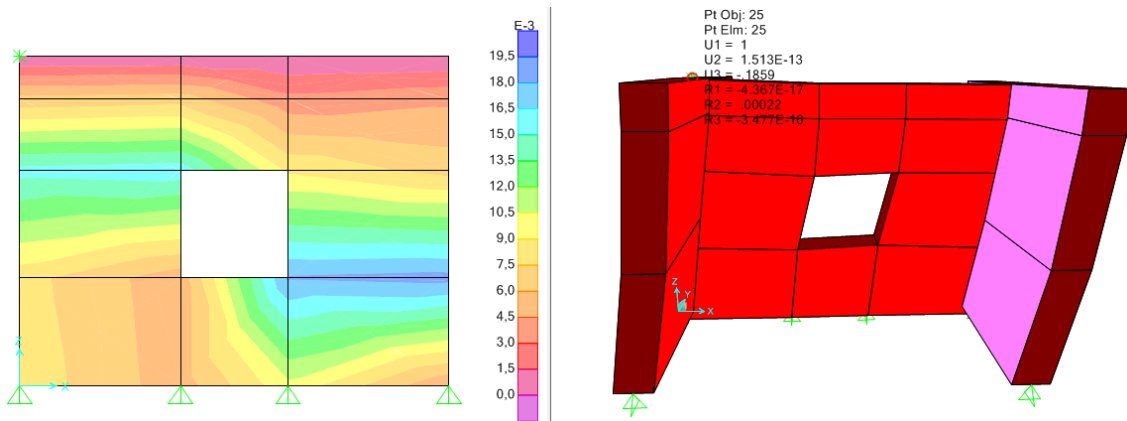



Figura 8.8 Sforzi principali massimi [*MPa*] causati da un cedimento, imposto al nodo 25 evidenziato, di 1 *mm*.

Si raggiunge già metà dello sforzo di trazione massimo all'angolo inferiore destro dell'apertura; tutti i diagrammi riportano gli sforzi massimi s_{max} in *MPa*. Affinando la *mesh* in questo caso non si hanno problemi di durata dell'analisi ed eventualmente convergenza. Quindi, operando in questo modo, si nota che la distribuzione degli sforzi è colta in modo migliore e più preciso. L'ordine di grandezza rimane lo stesso, sono in evidenza la trazione agli spigoli inferiore destro e superiore sinistro, e la compressione all'angolo inferiore sinistro dell'apertura. Gli sforzi sono coerenti con lo spostamento imposto. Per una migliore rappresentazione della realtà è stato

inserito un elemento *frame* rappresentante l'architrave di legno posta sopra la finestra. Nella modellazione precedente non era influente, perché la grandezza dell'elemento *shell* copriva già tutta la larghezza dell'apertura conferendo la giusta rigidezza in quel punto. Le caratteristiche del legno sono ricavate dai dati della sperimentazione e riportate in Tabella 8-2.

Timber		
E (MPa)	υ	γ_m (N/mm^3)
10000	0.15	6.87e-06

Tabella 8-2 Caratteristiche meccaniche architrave in legno sopra la finestra.

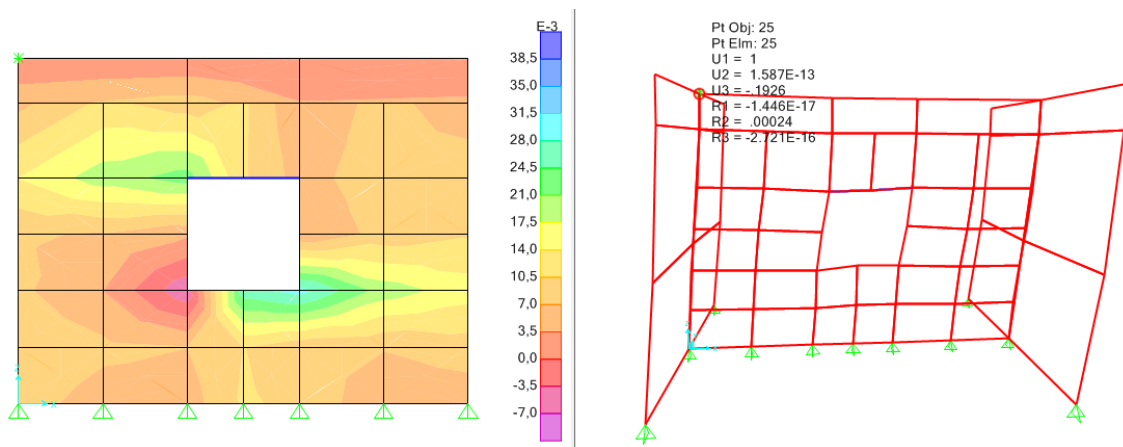



Figura 8.9 Stesse condizioni di carico e geometria, ma con *mesh* raffinata.

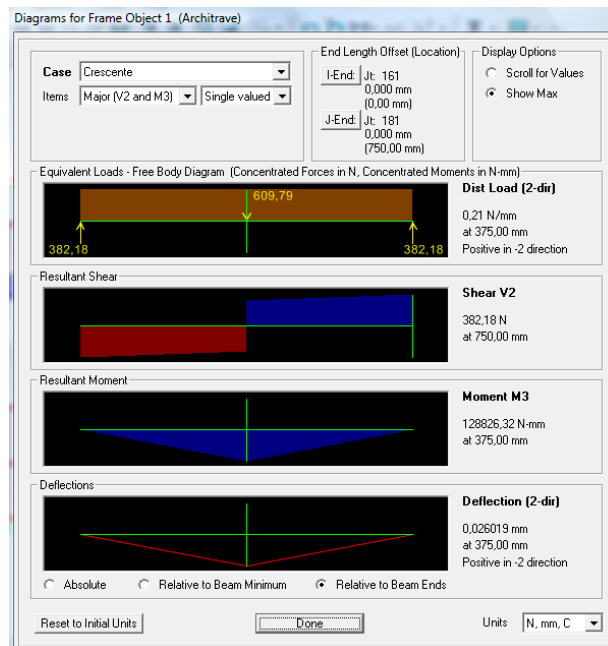



Figura 8.10 Sollecitazioni a cui è sottoposta l'architrave in legno, per verificare che lavori come è previsto ed entro i suoi limiti di resistenza.

2) Spostamento imposto di 4 *mm*. Per meglio cogliere la distribuzione degli sforzi è stato imposto un *range* di variazione degli stessi che va da 0 a 0,04 *MPa*, ossia fino al limite di resistenza a trazione dell'Adobe.

   Si nota una ridistribuzione graduale dello stato tensionale (si è appena oltre il picco della curva di spinta). Se si diagramma lo stato di sforzo con frecce che indicano le direzioni principali e il valore dello sforzo principale in quel punto, è evidente un puntone compresso in diagonale nella fascia bassa di sinistra e di destra, e una trazione diffusa altrove. Per quanto il contributo del peso proprio in generale sia ancora efficace, in quanto gli sforzi di compressione sono ancora quasi verticali. Questo comportamento sembra coerente con lo spostamento imposto. Gli sforzi rimangono prevalenti agli spigoli dell'apertura, in accordo con la sperimentazione e gli "insegnamenti" dei terremoti reali. La *mesh* è stata ulteriormente affinata nei muri sollecitati fuori piano, per rendere sempre più realistico il comportamento globale della struttura.

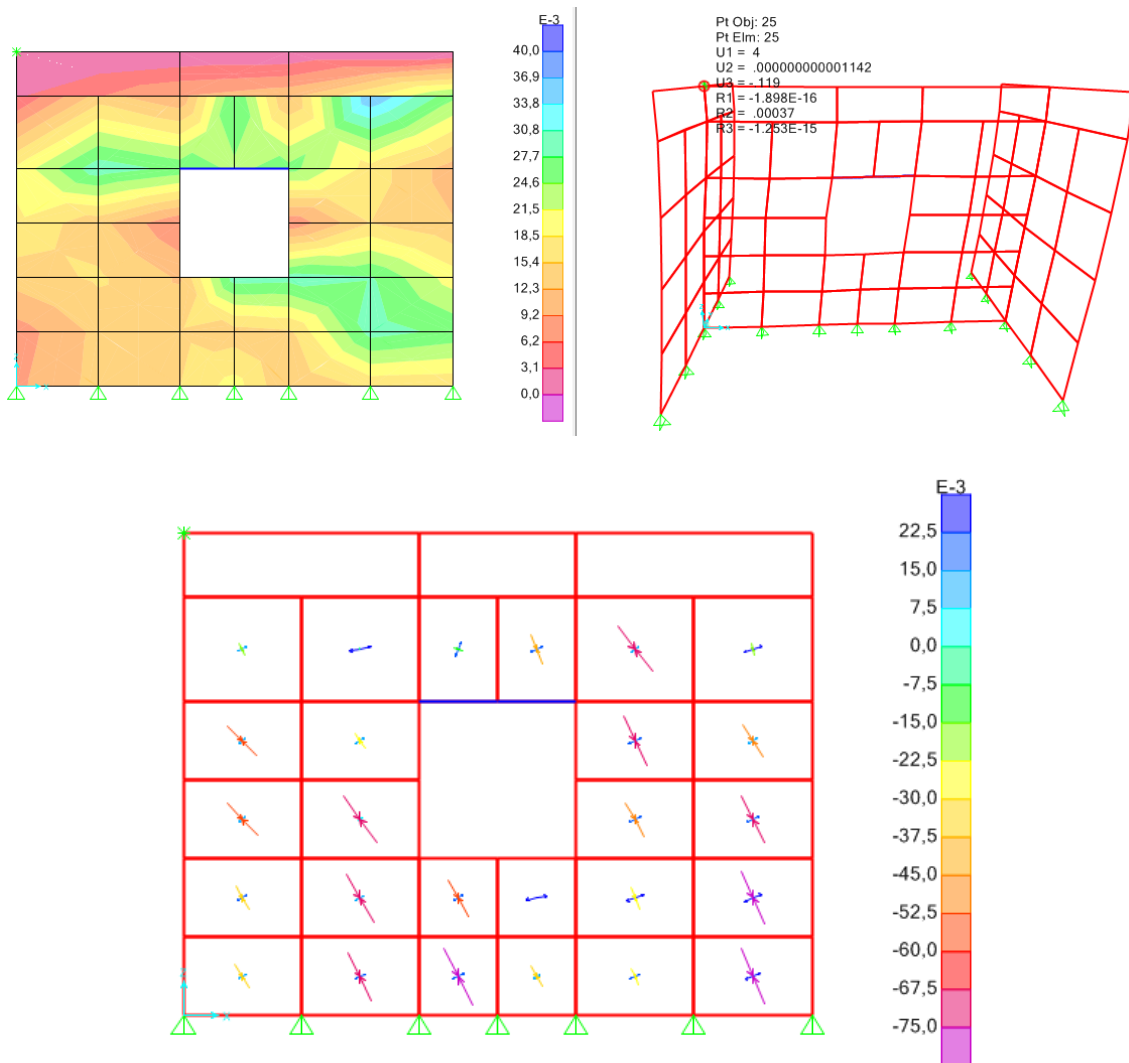



Figura 8.11 Diagramma degli sforzi principali causati da uno spostamento in sommità di 4 *mm*: distribuzione sulla parete e direzioni principali di trazione e compressione [*MPa*].

3) Spostamento imposto di 6 *mm*. La ridistribuzione continua ma si aggrava, raggiungendo gli sforzi massimi di trazione. E' ancora evidente il puntone compresso nella parte inferiore sinistra.

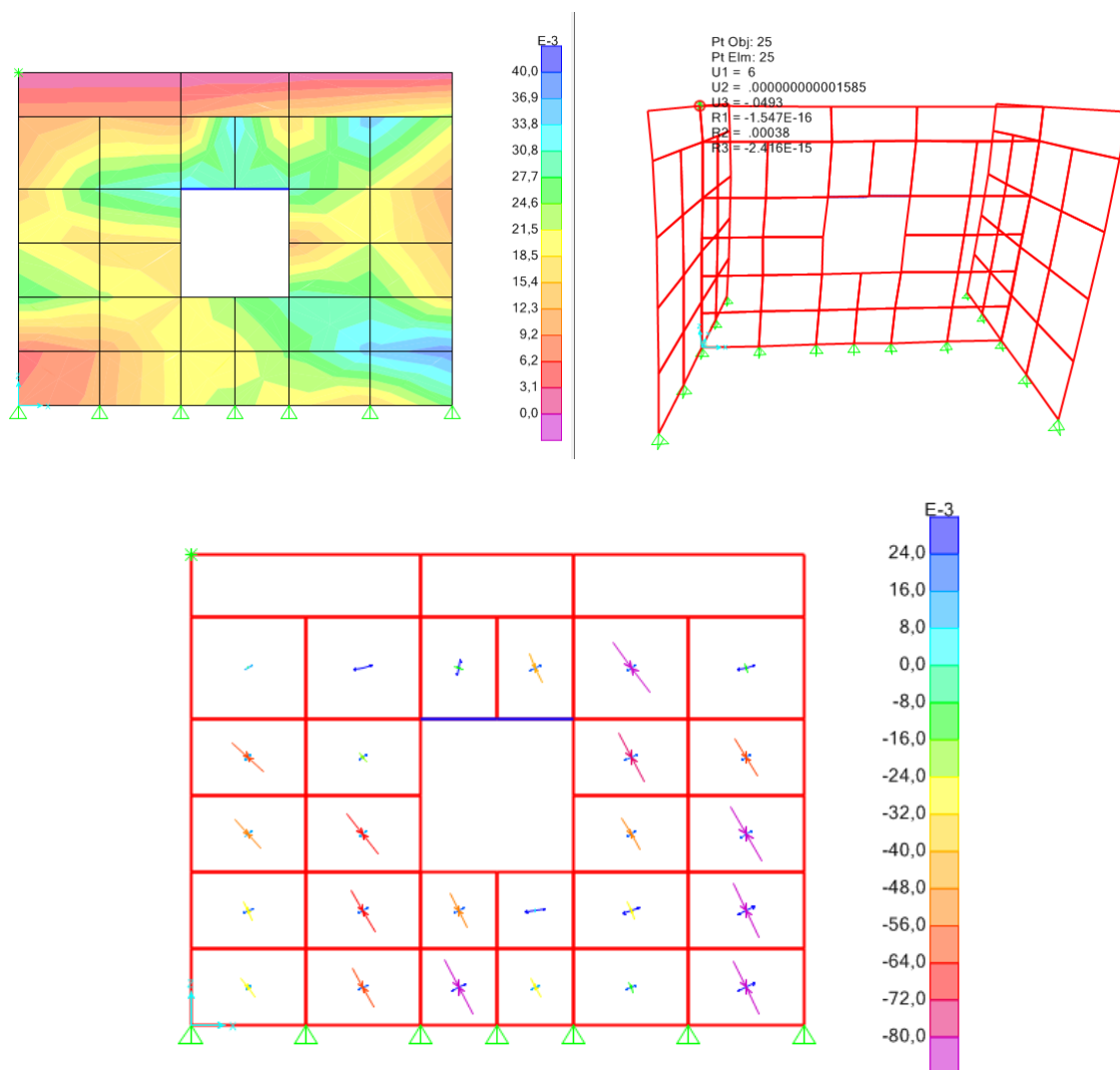



Figura 8.12 Diagramma degli sforzi principali causati da uno spostamento in sommità di 6 *mm*: distribuzione sulla parete e direzioni principali di trazione e compressione [*MPa*].

4) Spostamento imposto di 10 *mm*. Il danno è diffuso, buona parte della muratura ha già raggiunto il limite di trazione. Nel puntone compresso sono aumentati notevolmente gli sforzi di compressione (Figura 8.15). La *mesh* delle pareti sollecitate fuori piano è stata ingrandita a causa di problemi di convergenza dell'analisi.

La concentrazione degli sforzi avviene nei dintorni degli spigoli della finestra, come ci si aspetta. L'ordine di grandezza degli sforzi è coerente con sperimentazione e senso comune. 1 *cm* di spostamento provoca già danni alla muratura modellata e fessurazione abbondante, difatti, nei test ciclici discussi nel capitolo della sperimentazione, a questo spostamento corrispondeva già una fessurazione con apertura massima di 1 *cm*.

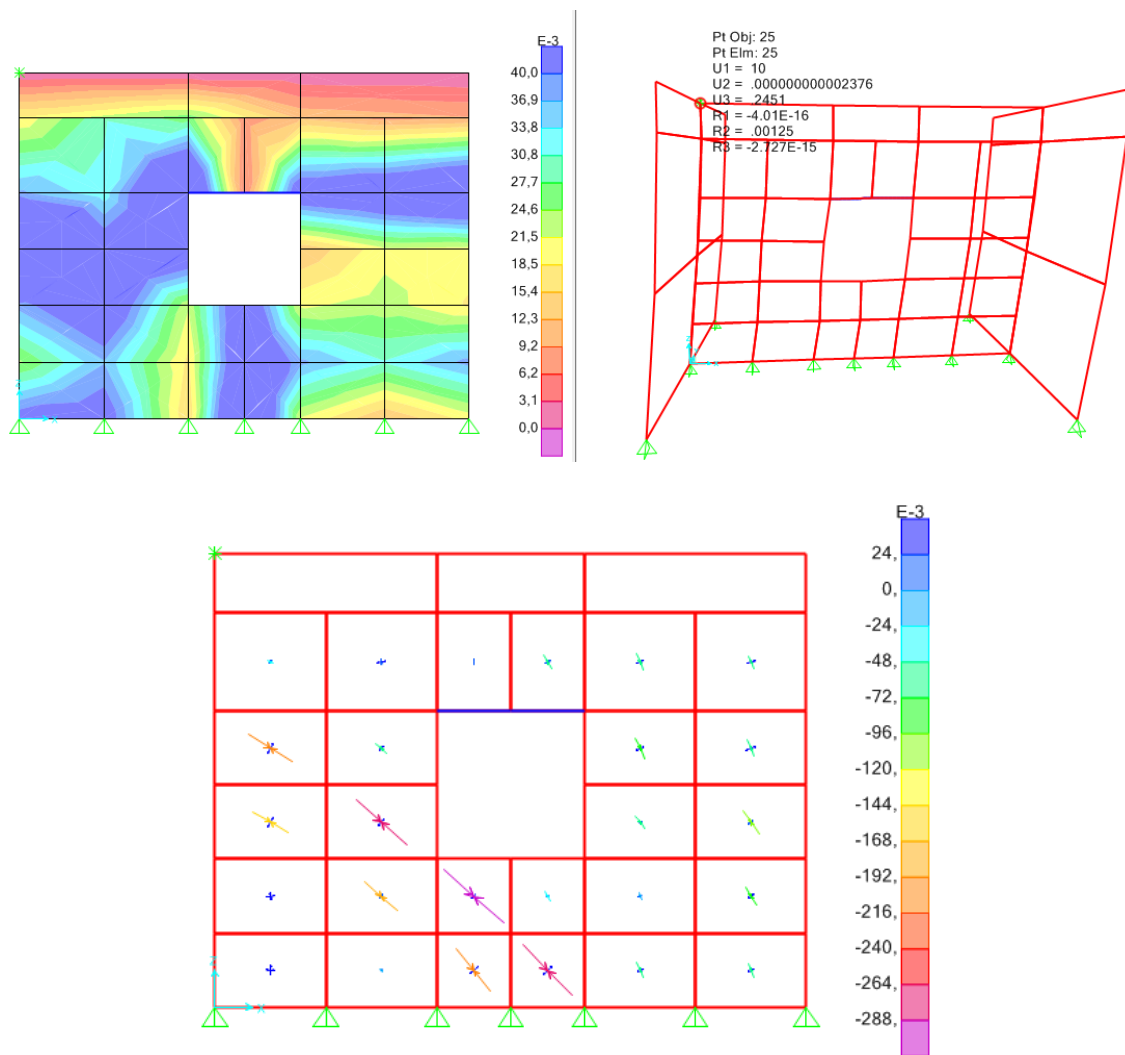



Figura 8.13 Diagramma degli sforzi principali causati da uno spostamento in sommità di 10 *mm*: distribuzione sulla parete e direzioni principali di trazione e compressione [*MPa*].

A questo punto è stata dimostrata la bontà del software e la sua affidabilità nel riprodurre il comportamento dell'Adobe, mediante la corrispondenza con la curva di *pushover* e la distribuzione degli sforzi (imponendo spostamenti crescenti). A questo punto verranno modellati i vari tipi di rinforzi, sempre verificando il comportamento corretto di SAP.

8.2.2 Rinforzo con armature di bamboo

Questo tipo di rinforzo è naturale e low-cost; il suo principale difetto è quello di non essere disponibile in natura ad ogni latitudine. Tuttavia in Perù è molto diffusa la caña di Guayaquil, originaria del vicino Ecuador, ed io stessa ho visto molti depositi di canne alla periferia della città. In realtà le canne sono un ottimo elemento strutturale: sono molto resistenti, leggere, crescono in poco tempo e in abbondanza. Essendo cave, ovviano al possibile problema dell'instabilità a compressione con dei diaframmi rigidi ai nodi, che

diminuiscono la lunghezza di libera inflessione[39] (Figura 8.14). Nonostante ne esistano di molte specie, infatti, il bamboo mediamente ha una resistenza a trazione pari a quella dell'acciaio dolce (percentuale di carbonio 0,15% - 0,25%) seppure abbia anche un modulo d'elasticità molto più basso, consentendo più flessibilità. Il suo punto debole è la resistenza a taglio, le pareti sono abbastanza sottili e tendono a spaccarsi, mentre a compressione ha una resistenza caratteristica (5% di frattile) di 79 *MPa* . Le sue caratteristiche migliorano all'aumentare della densità e al diminuire dell'umidità, se le canne sono secche le performance si ottimizzano.

Quello che lo rende un ottimo materiale da costruzione è la sua resistenza; il fatto che sia così leggero, flessibile e performante lo rende molto appetibile nell'ottica antisismica. Inoltre, proprietà che scarseggia nei materiali edili comuni, è naturale e addirittura infestante.

Figura 8.14 Sezione caratteristica di una canna di bamboo.

Sono stati modellati in SAP degli elementi frame le cui proprietà meccaniche sono state dedotte da un articolo tratto da "Engineering Structures"[40]: modulo elastico E pari a 10,3 kN/mm^2, densità a secco 708,8 kg/m^3, diametro medio di 40,7 *mm*. SAP gestisce gli elementi *frame* e *shell* contemporaneamente collegandoli solo ai nodi in comune. Lo spessore medio delle canne è di circa 5 *mm*, riducendo il diametro interno a 30 *mm* circa. Problemi di instabilità sono esclusi dai diaframmi posti anche ogni 10 *cm* circa. Per tenere conto, ugualmente, della sezione resistente inferiore rispetto ad una trave che fosse piena, è stato dimezzato il diametro, considerando delle canne di 20 *mm*, per rimanere sempre a favore di sicurezza.

Figura 8.15 Punti di collegamento tra la muratura di Adobe e le canne di bamboo.

Come test è stato ripetuto quello sul provino a I, analizzato con l'analisi di *pushover*, per poter confrontare i risultati con il prototipo non rinforzato. Non è stata aggiunta la trave di fondazione, quindi le canne sono considerate solo appoggiate e vincolate al muro alla base. Il rinforzo è connesso alla muratura solo nei punti evidenziati in Figura 8.15 da dei

[39] J. GREWAL, Bamboo Housing in Pabal, EWB-UK Research Conference Hosted by The Royal Academy of Engineering, 2009.
[40] K. F. CHUNG – W. K. YU, Mechanical properties of structural bamboo for bamboo scaffoldings, Engineering Structures, Elsevier, Hong Kong Polytechnic University, China, 2001.

circoli neri. Quindi è stata testata l'opzione di rinforzo "armatura esterna di bamboo", volendo adatta anche per costruzioni esistenti.

Dai risultati presentati di seguito è evidente il miglioramento del comportamento generale della struttura: la curva di *pushover* si alza, quindi la struttura si irrigidisce perché bisogna fare più forza per raggiungere gli stessi spostamenti; la distribuzione degli sforzi è simile, ma si livella verso il basso, gli sforzi sul muro sono minori.

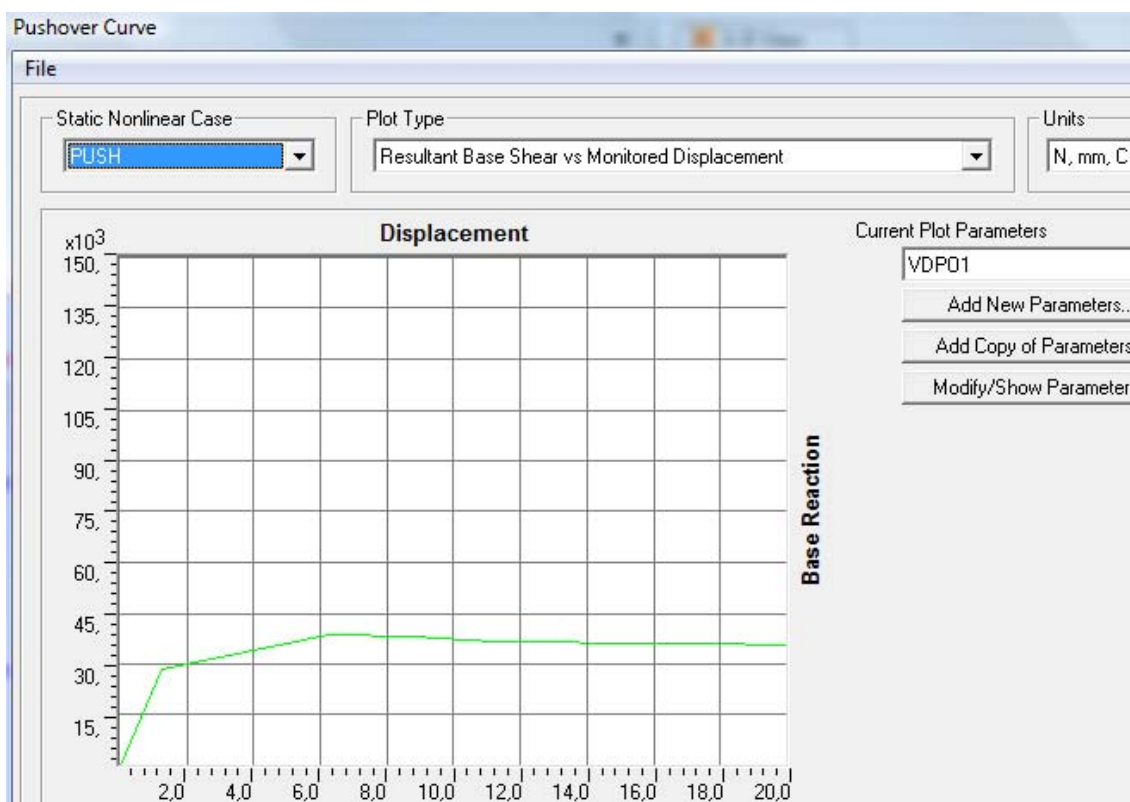



Figura 8.16 Curva di *pushover* della modellazione numerica dell'Adobe rinforzato con canne di bamboo.

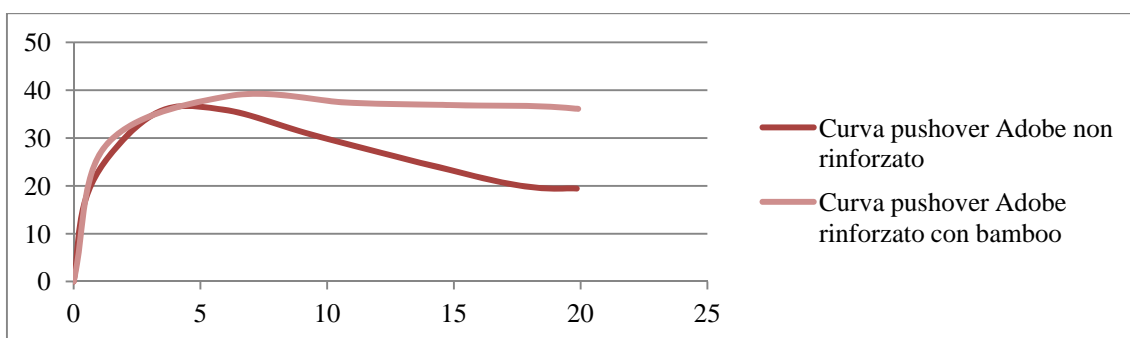



Figura 8.17 Confronto tra il provino con e senza rinforzo [*kN* e *mm*].

Il tratto iniziale delle curve è uguale, il contributo delle canne di bamboo è evidente per spostamenti maggiori. Superati 0,6 *mm* di spostamento la curva di spinta del provino rinforzato rimane sempre superiore a quella del muro di solo Adobe. Il plateau finale, a 20 *mm* di spostamento, è ad una quota quasi doppia. Perché, come si vede in Figura 8.9 e 8.17,

il provino non rinforzato arriva a circa 18 *kN* di taglio alla base (cioè forza applicata) a 20 *mm* di spostamento, mentre con il rinforzo di bamboo ci vuole una forza di almeno 36 *kN* per imporre uno spostamento tale. Quindi la maggiore resistenza fornita dalle canne di bamboo, in questo frangente, è appurata.

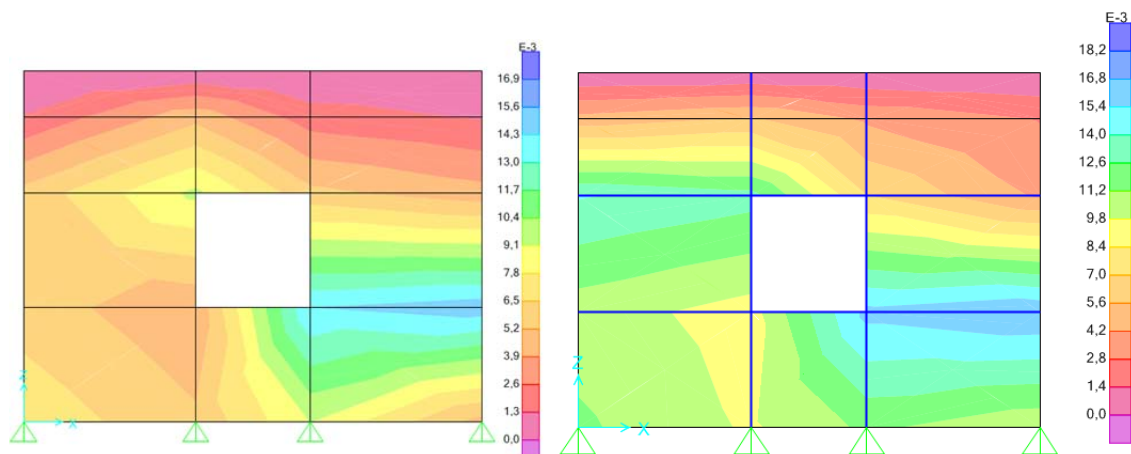



Figura 8.18 A sinistra sono riportati gli sforzi massimi [*MPa*] al primo *step* (0,64 *mm* di spostamento imposto) del provino non rinforzato. A destra gli stessi parametri per il provino rinforzato (1,26 *mm*).

Come si evince da Figura 8.18, le distribuzioni degli sforzi sono molto simili, corrispondono entrambi al primo *step*; ma il provino rinforzato, a fronte di uno spostamento imposto quasi doppio, presenta valori di poco superiori di sforzo massimo nelle pareti di Adobe. I rinforzi lavorano a compressione, trazione, ma anche flessione e taglio; stando abbondantemente sotto la loro soglia di resistenza. Quest'ultimi verranno verificati esplicitamente per spostamenti imposti maggiori, nel seguito del paragrafo.

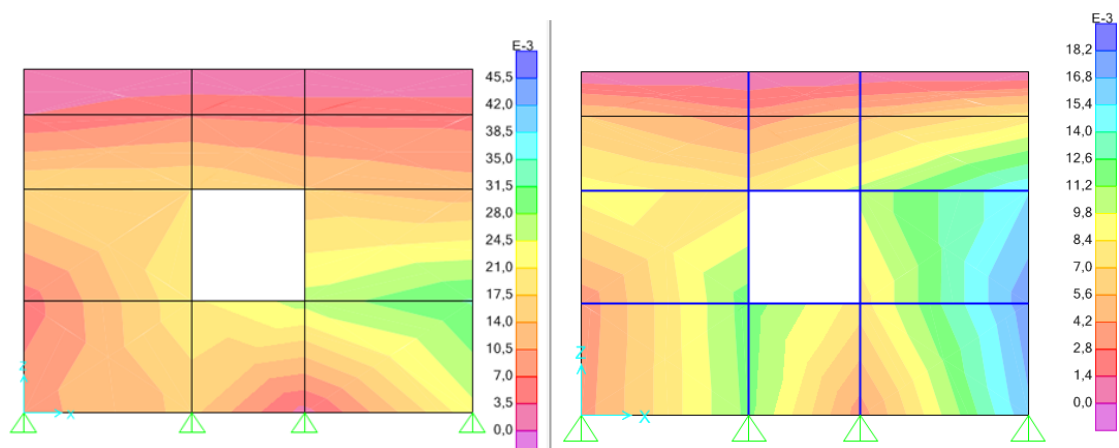



Figura 8.19 A sinistra la distribuzione degli sforzi massimi [*MPa*] nel provino non rinforzato, per uno spostamento imposto al nodo in alto a sinistra di 7,4 *mm*. A destra il provino rinforzato soggetto a uno spostamento in sommità di 8,8 *mm*.

Anche in Figura 8.19, nonostante il provino rinforzato subisca uno spostamento maggiore, il valore degli sforzi nella parete di Adobe è inferiore. Come si è visto durante la validazione del codice SAP, la finezza della *mesh* è un parametro molto importante per la gestione della qualità del lavoro. Il miglioramento del comportamento è evidente, tuttavia con una *mesh*

più accurata è possibile cogliere meglio la distribuzione degli sforzi reale, a discapito della durata dell'analisi e della possibilità che converga. Lo scopo rimane quello di verificare se, e in che misura, un rinforzo migliori la performance sismica di una struttura.

Per uno spostamento imposto di 3,15 *cm* (ordine di grandezza rilevante), l'Adobe ha già raggiunto la sua resistenza massima a trazione e quindi è sicuramente fessurato. La canna che passa a filo del bordo destro dell'apertura risulta essere quella più sollecitata. In generale, è stato notato che i rinforzi verticali sono stati sempre più sollecitati rispetto a quelli orizzontali, e che la canna orizzontale più in basso è quella meno soggetta a sforzi in assoluto.

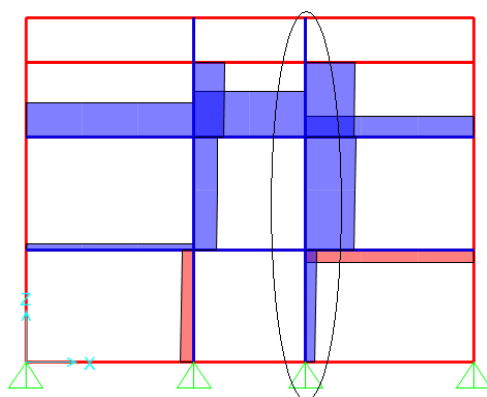



Figura 8.20 Rinforzo più sollecitato per 3,15 *cm* di spostamento imposto in sommità (azioni assiali).

Come è evidente nei diagrammi di Figura 8.21, si presuppone che i nodi in cui si collegano gli elementi *shell* e gli elementi *frame* siano perfettamente funzionanti, assorbendo anche il momento. Questo è quello che anche nella realtà si desidererebbe ottenere, una perfetta aderenza e partecipazione del muro di Adobe col suo rinforzo.

Lo sforzo di trazione massimo nel rinforzo durante lo *step* 6, a cui coincide uno spostamento tutt'altro che trascurabile di 3,15 *cm*, è di 1,3 *MPa*. Valore molto basso a cui il bamboo fa fronte senza problemi, essendo la resistenza a trazione sicuramente superiore a 100 *MPa*[41]. Gli spostamenti sono coerenti con il cedimento imposto in sommità, la canna rimane lineare. La torsione è nulla. La forza di taglio massima a cui è soggetto l'ultimo tratto di rinforzo è pari a 0,3 *kN*, il momento massimo è di 0,098 *KNm* (valori molto bassi). Da degli studi dell'Università di Hong Kong, già citati nella nota a piè di pagina 25, si evince il comportamento a flessione delle canne di bamboo. Sono stati testati 91 provini a flessione (*bending test*): i modi tipici di rottura sono per frattura localizzata (*crusching*) o per *splitting* (la canna si spacca longitudinalmente). I provini erano lunghi un metro e venivano caricati in mezzeria. La forza massima applicata è di circa 2,8 *kN* in caso di rottura per *splitting* e di 2,2 *kN* per *crushing*. La resistenza a taglio e a flessione del bamboo rimane quindi ben al di sopra dello sforzo richiesto durante una prova di questo tipo.

[41] K. F. CHUNG – W. K. YU, Mechanical properties of structural bamboo for bamboo scaffoldings, Engineering Structures, Elsevier, Hong Kong Polytechnic University, China, 2001.

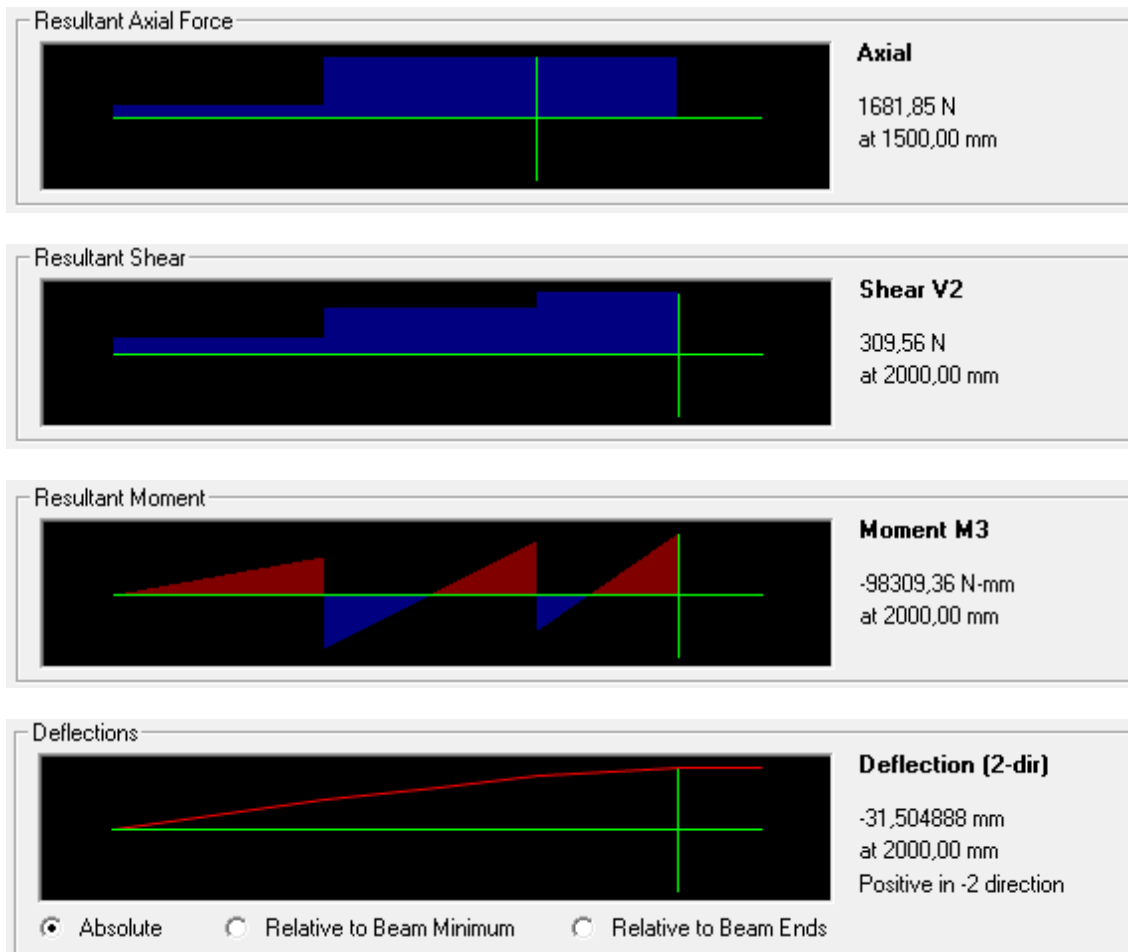



Figura 8.21 Diagrammi di azione assiale, taglio, momento e spostamento nella canna di bamboo evidenziata in figura 8.20 allo *step* 6, che impone 3,15 *cm* di spostamento.

I valori che derivano dall'inviluppo di tutti gli *step* di carico della *pushover* sono i seguenti: 1,272 *kN* di taglio; 0,36 *kNm* e - 0,4 *kNm* di momento flettente; 25,12 *kN* di trazione e 2,13 *kN* di compressione. Con una sollecitazione massima a trazione pari a 20 *MPa*, tutti queste sollecitazioni rientrano abbondantemente nelle capacità delle canne di bamboo. Poiché non bisogna mai dimenticare il contesto a cui ci leghiamo, è molto più probabile che siano le connessioni il punto debole e non il rinforzo in sé. Come già detto bisogna insistere in opere di formazione e informazione nella realtà locale, per vincere la loro diffidenza e insegnare loro le tecniche migliori, e per assicurarsi che i rinforzi non siano posati invano.

A questo punto il bamboo si presenta come un rinforzo efficace: riduce gli spostamenti, è necessaria più forza per arrivare alla stessa deformazione del muro non rinforzato, gli sforzi nel muro sono inferiori, il telaio di bamboo assorbe una percentuale delle forze agenti rimanendo con sicurezza sotto il suo limite di resistenza.Volendo si potrebbe provare a incastrare le canne, invece di lasciare un vincolo di solo appoggio. Tuttavia, questo non corrisponderebbe certamente alla realtà. Le fondazioni non sono diffuse e un rinforzo fatto su case esistenti non riuscirebbe comunque a prevedere un incastro alla base.

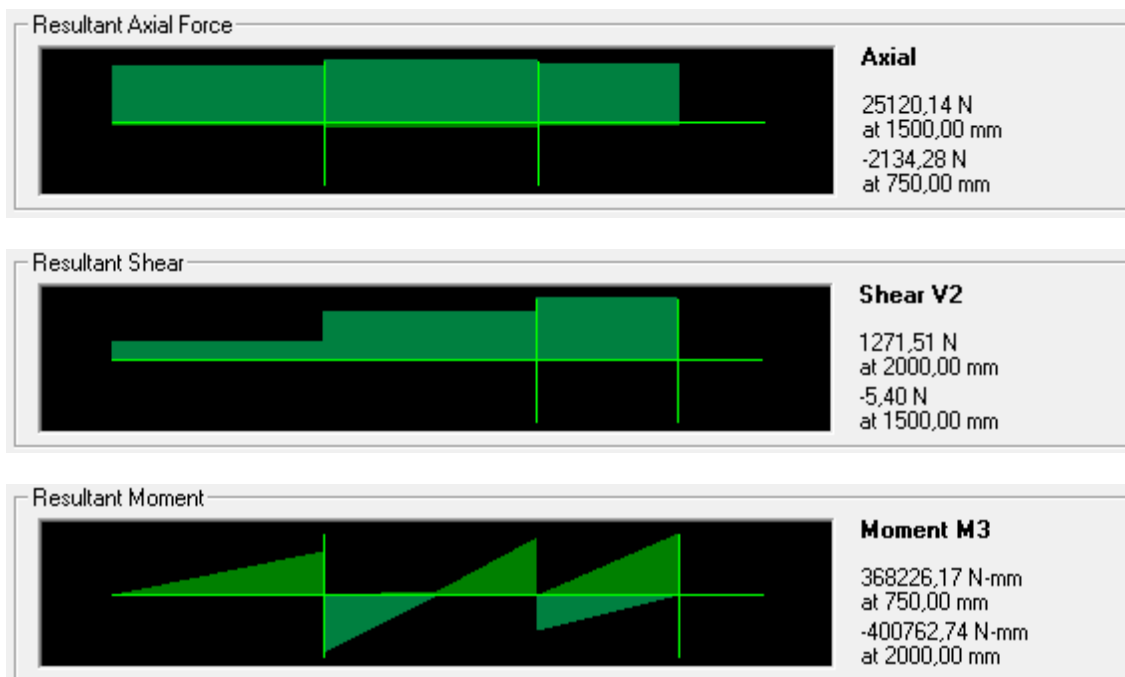



Figura 8.22 Diagrammi degli inviluppi su tutta la prova di azione assiale, taglio e momento.

8.2.3 Rinforzo con strisce di pneumatico

Questa tipologia di rinforzo è già stata analizzata nel capitolo dedicato alla sperimentazione, ora si vuole considerare la sua applicazione nella modellazione numerica. Si considerano delle strisce di pneumatico larghe 40 *mm* e spesse 10 *mm*. La gomma vulcanizzata[42] ha una densità di 1,32 g/cm^3; dagli articoli del professor Charleston, che riassumono la sperimentazione condotta sulle bande di pneumatico (§ 7.5.1), si desume che la resistenza massima a trazione sia pari a 12,3 *kN* e che raggiunga una deformazione a rottura pari a 0,18 *mm/mm*. Da questi valori si può dedurre un modulo elastico *E* di 170,83 *MPa*. Tutti questi valori sono inseriti nel modello numerico in un elemento monoassiale che riproduca il comportamento delle cinghie di pneumatico.

La posa del rinforzo, descritta nell'unica sperimentazione compiuta finora (quella neozelandese), comprende anche un lieve contributo di precompressione, dato manualmente dagli operatori durante l'installazione delle cinghie. Essendo possibile inserire questo parametro nella modellazione, è stata considerata una precompressione minima. Ipotizzando che ogni cinghia fosse agganciata dalla base del muro alla sommità, non è stata imposta la sua lunghezza reale alla fine del muro, bensì un centimetro più corta. In questo modo è come se tirando una striscia di 3 metri, gli operatori la agganciassero a 2,99 metri, lasciando una sorta di precompressione data dal centimetro di avanzo. Un ragionamento analogo è stato fatto per i rinforzi orizzontali.

42 M. BERGONZONI, Valorizzazione dei penumatici fuori uso (PFU) attraverso il recupero e riciclaggio per la produzione di prodotti innovativi, Dottorato di ricerca in Scienza dell'Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara, 2009.

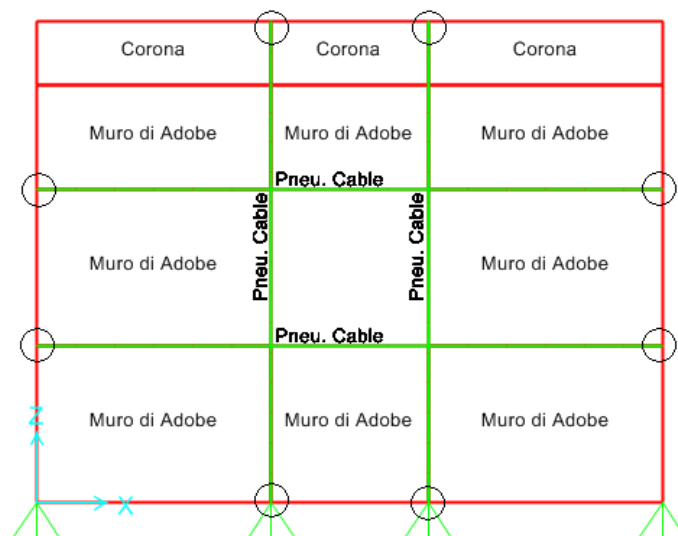



Figura 8.23 Nei circoli neri sono evidenziati gli unici punti di vincolo delle bande di pneumatico. A differenza del rinforzo di bamboo non sono vincolate anche ai bordi delle finestre.

Dopo aver analizzato i vari modi in cui SAP può gestire gli elementi monoassiali (*cable*, *tendon* e *frame*) il miglior risultato è stato ottenuto con elementi *cable*. Questo tipo di elementi, infatti, è usato solitamente per la modellazione di fili, cavi e stralli. Una volta definiti i punti in cui si vincola l'elemento (i nodi coincidenti con i confini delle *shell*), il programma in automatico calcola la catenaria che rappresenta l'elemento, in funzione del suo peso, degli eventuali carichi aggiuntivi e dei vincoli imposti. L'elemento *cable* è in grado di lavorare con materiali non lineari e di includere gli effetti *P-delta*, la *tension-stiffening* e le grandi deformazioni. Quindi SAP2000 considera correttamente il comportamento del cavo sia lasco, sia in trazione. L'output dei risultati disponibili fornisce la forza di trazione nell'elemento (unica sollecitazione a cui resiste) e lo spostamento del cavo. Esattamente come nella realtà le cinghie di pneumatico non sono connesse tra loro, quindi non sono stati imposti vincoli interni, bensì scorrono una sull'altra. Gli elementi *tendon* sono più appropriati per i cavi di precompressione, sono stati progettati proprio per quel fine, e gli elementi *frame* lavorano anche a taglio e momento, quindi non rappresentano il comportamento di una striscia di pneumatico.

La curva di *pushover* ottenuta dalla modellazione in SAP è rappresentata in Figura 8.24. In Figura 8.25 c'è il confronto tra il modello con i rinforzi di pneumatico e quello originale di Adobe non rinforzato. E infine, in Figura 8.26, sono rappresentate tutte le curve di spinta riprodotte fino ad adesso, appartenenti a provini di Adobe con o senza rinforzi di bamboo e pneumatico.

Ancora una volta la curva di *pushover* del prototipo rinforzato è più alta di quello senza rinforzi. Risulta addirittura migliore rispetto al provino con il telaio di canne di bamboo. Probabilmente la lievissima precompressione dà solidità al rinforzo e migliora anche il comportamento dell'Adobe.

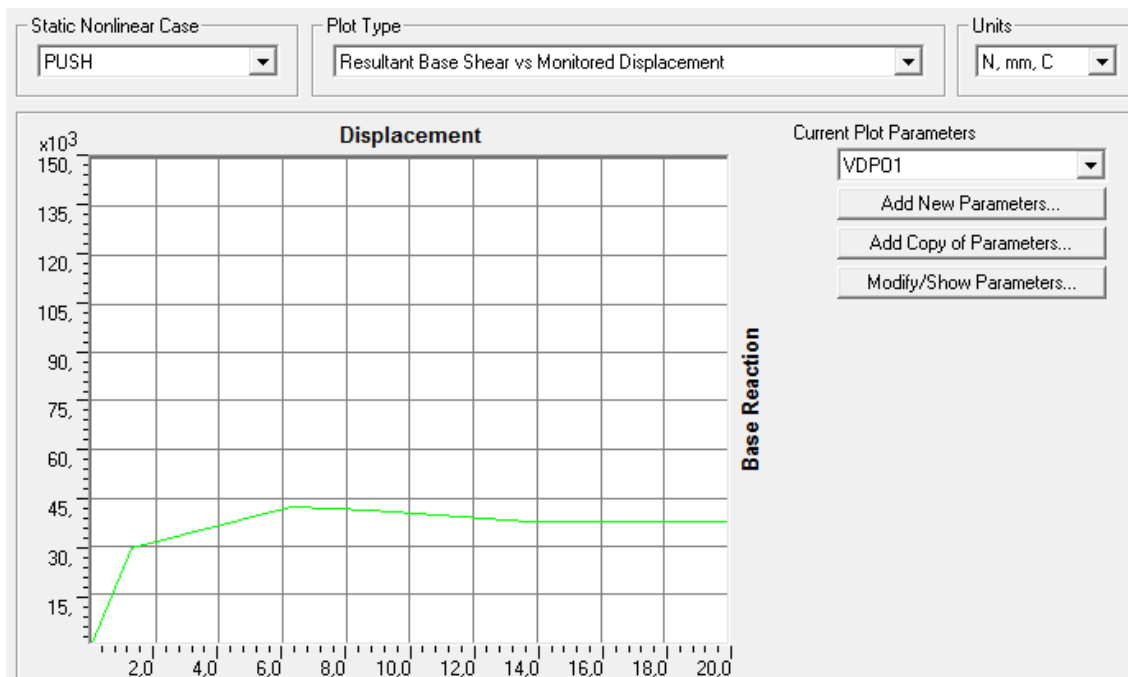



Figura 8.24 Curva di *pushover* del programma SAP2000 per un provino rafforzato con strisce di pneumatico.

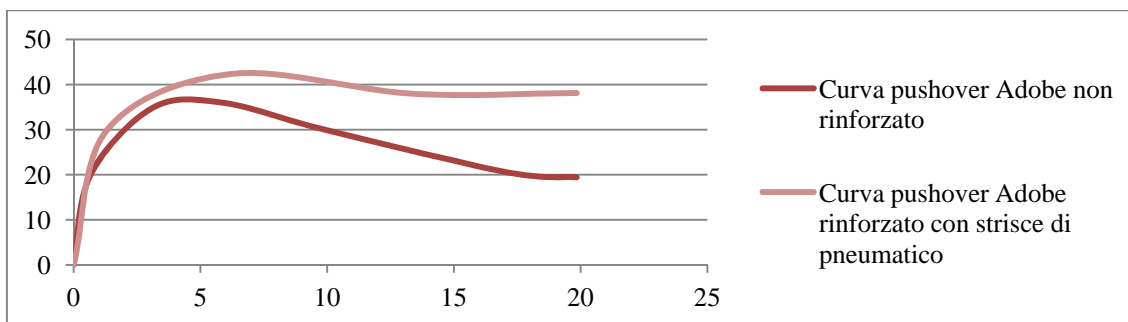



Figura 8.25 Confronto curva di *pushover* numerica dell'Adobe non rinforzato e rinforzato con gli strisce di copertone ricavate da ruote usate.

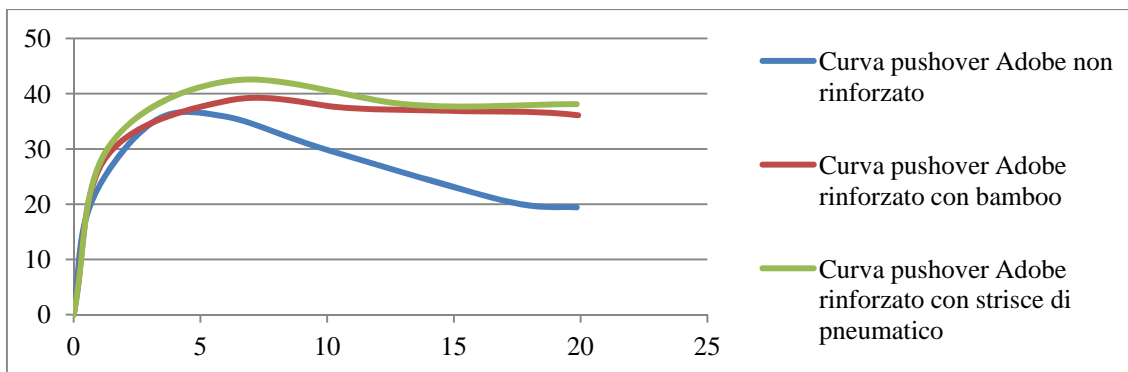



Figura 8.26 Confronto tra tutti i provini analizzati, rinforzati e non.

Le due tipologie di rinforzo, tuttavia, conferiscono un'evoluzione della curva abbastanza simile. Soprattutto per quanto riguarda il tratto finale: quando l'Adobe si fessura e cede, è necessaria una forza sempre minore per aumentare lo spostamento (curva di *pushover* del provino non rinforzato) e si ha quel tratto fortemente discendente dopo il picco. I rinforzi migliorano leggermente il tratto pre-picco, quindi pre-fessurazione, ma soprattutto danno sostegno nella fase post-picco. Quando l'Adobe non riesce da solo a far fronte allo spostamento imposto sempre maggiore, e gli spostamenti aumentano con un taglio alla base che addirittura si riduce di quasi la metà, il telaio esterno di bamboo e le strisce di pneumatico (a trazione) danno più solidità alla struttura, mantenendo la forza da imporre abbastanza alta.

Una delle caratteristiche principali dei rinforzi, che è stata più volte accertata durante le sperimentazioni, è che non ritardano la fessurazione dell'Adobe, ma lavorano nella fase successiva, per continuare a dare rigidezza e resistenza a una muratura che in realtà, di queste risorse, non ne ha più. Tutto ciò può prevenire il collasso fragile, quindi può dare il tempo necessario alle persone di mettersi in salvo.

Un altro punto non trascurabile che è stato messo in risalto dalle sperimentazioni, è che le *mesh* esterne di bamboo o di pneumatici, ma anche quelle di polipropilene, servono fisicamente per "tenere insieme" la struttura. Quando l'Adobe si frattura, si creano dei blocchi indipendenti che tendono a staccarsi e cadere, compromettendo l'equilibrio totale. I rinforzi esterni di questo tipo, che avvolgono l'edificio, preservano l'integrità della struttura. E' stato più volte dimostrato, testando dei provini su tavole vibranti, che il miglioramento risiede nel fatto che l'edificio non collasserà, però sarà sicuramente da rifare. Al momento non si può raggiungere l'obiettivo di una casa di Adobe che non si fessuri, ma si deve arrivare al punto in cui semplicemente resista, anche a terremoti violenti, per preservare la vita delle persone.

Dal punto di vista delle tensioni, come si nota in Figura 8.18, anche in questo caso gli spostamenti corrispondenti al primo *step* sono doppi rispetto a quelli del provino non rinforzato, ma le distribuzioni degli sforzi sono comparabili. Quindi il provino giunge a una distribuzione delle tensioni interne simile, ma a fronte di uno spostamento imposto doppio

In Figura 8.27 sono anche evidenti le strisce di pneumatico, che lavorano separatamente, agganciate alla corona in calcestruzzo e alla base. Si ricorda che in questo prototipo la trave in sommità ha lo scopo fondamentale di riprodurre il peso del tetto. Essendo imposto uno spostamento fisso, si studia il comportamento del muro di Adobe a taglio e la sua curva di *pushover*; non si può dire che il calcestruzzo collabori in alcun modo alla resistenza.

Analogamente al ragionamento fatto per le canne di bamboo, si ripropone la distribuzione degli sforzi dopo il picco della curva di spinta. In Figura 8.19 è rappresentato il comportamento del provino vergine e di quello rinforzato. In questo caso (Figura 8.28), le tensioni sono decisamente inferiori a quelle del provino di solo Adobe, e la distribuzione è simile, anche per valore in modulo, a quella del prototipo rinforzato con la *mesh* naturale di bamboo. Anche in questo caso si ricorda l'importanza della *mesh*, più è dettagliata e fine,

meglio rappresenta la realtà, ma più complica i calcoli e compromette la convergenza dell'analisi.

.

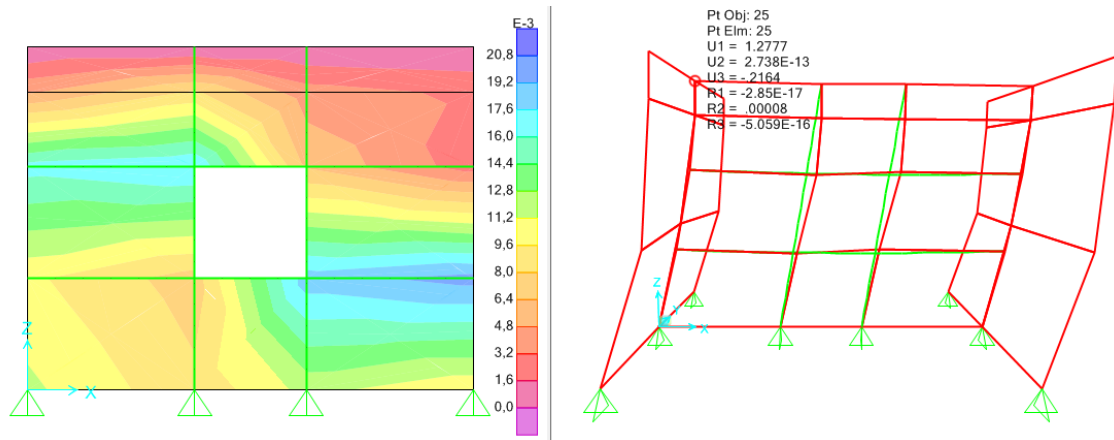



Figura 8.27 Distribuzione degli sforzi massimi [*Mpa*] al primo *step* di spostamento imposto, al nodo evidenziato.

.

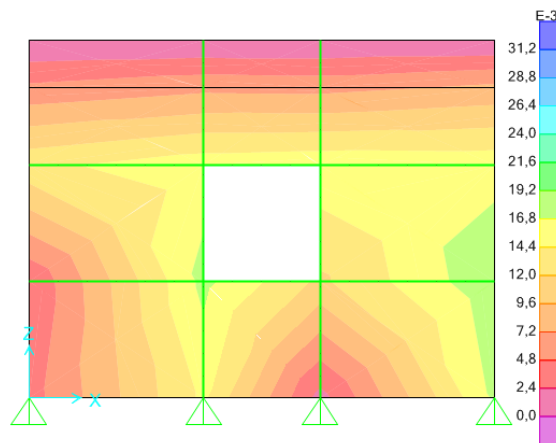



Figura 8.14 Diagramma degli sforzi massimi [*MPa*], per uno spostamento imposto di 8,8 *mm*, del provino rinforzato con strisce di pneumatico.

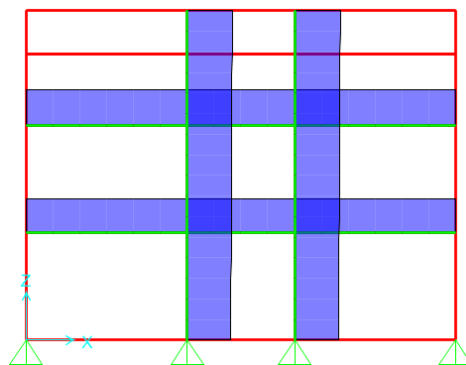



Figura 8.15 Tensioni nelle strisce di pneumatico in corrispondenza di uno spostamento imposto di 3,41 *cm*, ben oltre il picco della curva di spinta e la fessurazione dell'Adobe.

Se si analizza ora, come fatto per il bamboo, lo stato di sforzo presente nei rinforzi, si verifica ancora una volta come lavorino sempre sotto il loro livello di guardia. Tutte le cinghie sono soggette a trazione uniforme pari a : 638,78 *N* per la cinghia di destra; 631,45 *N* per quella a sinistra; 480 *N* la striscia di pneumatico inferiore e 493 *N* quella superiore. Tutto ciò si traduce, in termini di sforzi, in un massimo di 1,5 *MPa* nel rinforzo di destra. Dalla sperimentazione di Charleston (§ 7.5) sappiamo che una cinghia di queste dimensioni può resistere fino a 12,3 *kN* di forza di trazione. Se si guarda l'inviluppo di tutti gli *step*, la trazione massima a cui si giunge è di 1081 *N*, nella cinghia in verticale di sinistra. Quindi ben al di sotto al suo limite di rottura, in perfetta sintonia con gli articoli del professor Charleston, le cui sperimentazioni in grande scala attestavano l'ottimo comportamento delle cinghie di pneumatico e il loro ampissimo margine di sicurezza.

Mentre nell'analisi fatta con il telaio di bamboo le connessioni giocano un ruolo decisivo, non succede altrettanto nella modellazione del rinforzo con bande di pneumatico. Perché in questo caso sono più semplici e modellate nel modo corretto; non come quelle di bamboo, che nella realtà sono molto variabili e non sempre riescono a trasmettere le forze come un incastro perfetto. Nel capitolo dedicato alla descrizione dei vari tipi di rinforzo, è stato spiegato come si installino le cinghie di rinforzo al muro: vengono inchiodate alle travi del tetto e collegate alla fondazione. Nella modellazione vengono assicurate alla trave in calcestruzzo che simula il peso del tetto e fissate alla base. Quindi esattamente come nella realtà. Quelle orizzontali, invece, passano da dei fori praticati nel muro, vicino agli angoli; non essendoci spigoli aguzzi le cinghie non si danneggiano.

Le strisce ricavate da una circonferenza di ruota usata hanno una lunghezza che va dai 4 ai 6 metri, e sono unite da una connessione semplice (con 4 chiodi) che resiste fino a 11,8 *kN*. Quindi anche le connessioni sono verificate rispetto alla forza di trazione massima riscontrata nel test di *pushover*.

Il problema della modellazione della terra cruda è fondamentalmente la letteratura a riguardo molto limitata. Le sperimentazioni sono contate, la modellazione numerica è ancora più ridotta. Non c'è tutta la ricerca che ci può essere sul cemento armato o sull'acciaio: il legame costitutivo adottato, per esempio, è stato ricavato da indagini su provini di argilla. Non ci può essere un reale confronto tra più fonti e studi universitari, per cui l'imprecisione pre-picco della curva di *pushover* potrebbe essere affievolita con un legame costitutivo migliore, o con una *mesh* più dettagliata e quindi una macchina più potente.

In seguito si vuole riprodurre il comportamento dell'Adobe, soggetto a un'analisi sismica completa con *time history*. Per fare ciò prima di tutto si cerca di validare la modellazione verificando che i cicli di isteresi forniti dal programma siano coincidenti con quelli provenienti dalla sperimentazione.

8.3 Cicli di isteresi

La stessa sperimentazione di Blondet (2005) che è stata presa come modello per verificare la curva di *pushover* , verrà usata ora per appurare se i cicli isteretici sono rappresentati correttamente da SAP2000. L'obiettivo da raggiungere è quello in Figura 8.17, anche se gli stessi autori hanno riconosciuto delle imprecisioni causate da slittamenti delle apparecchiature verso la fine del test. Nella fattispecie, in Figura 7.8 e Tabella 7-6 sono descritte le caratteristiche della prova ciclica in esame, in Figura 8.16 è riportata la *time history* degli spostamenti imposta al nodo di intersezione di sinistra, dei muri in sommità. L'intera prova è descritta con attenzione nel paragrafo dedicato alla sperimentazione.

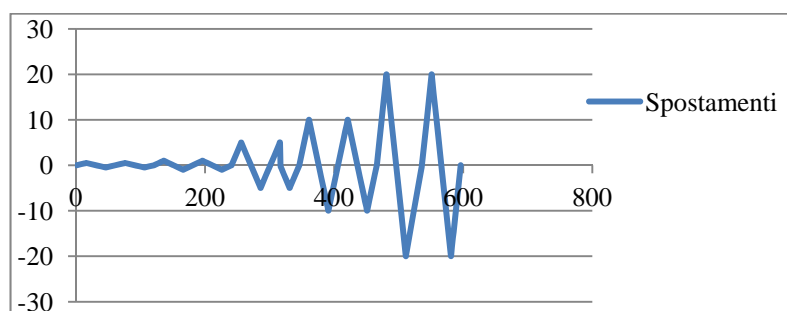



Figura 8.16 Storia degli spostamenti imposti durante il test ciclico.

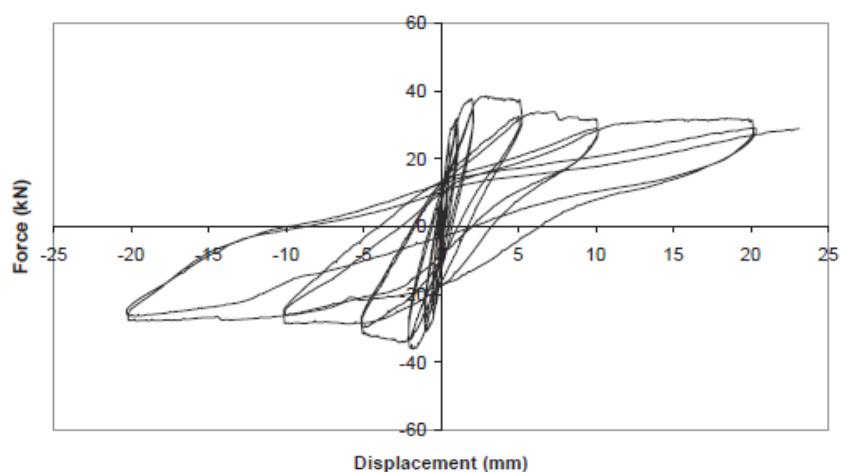



Figura 8.17 Diagramma di isteresi tratto dalla sperimentazione.

Le curve isteretiche ottenute dal modello in SAP non si sono mostrate all'altezza. SAP consente di ottenere diagrammi di questo tipo, e quindi di definirne meglio i parametri, per cerniere che si plasticizzano. In quel caso è anche possibile seguire il percorso di plasticizzazione di un telaio, verificando quali cerniere plastiche si formino prima e le relative curve di isteresi. Quando si definisce un materiale con legame costitutivo non lineare, infatti, i parametri legati all'isteresi (Takeda, Kinematic e Elastic) definiscono la curva di scarico. Ma questi parametri sono stati ideati per elementi *frame* o meglio *link-support*, cioè elementi che collegano due nodi in cui si prevede la formazione di plasticizzazione concentrata (adatti per la modellazione di travi in calcestruzzo armato o

acciaio). Per quanto riguarda gli elementi *shell* non si consente una modellazione in campo non lineare molto approfondita, fondamentale in un analisi con *time history*.

Ci sono due tipi di analisi con *time history* possibili in SAP2000: FNA e DI, cioè *Fast Nonlinear Analysis* e *Direct-Integration*. Data una funzione di spostamento, o accelerazione, nel tempo, le equazioni di equilibrio dinamico $Ku(t) + Cu'(t) + Mu"(t) = r(t)$ possono essere risolte con metodi modali o di integrazione diretta. Il primo è basato sulla tecnica di sovrapposizione modale, il secondo, invece, risolve il sistema di equazioni relativo all'intera struttura ad ogni passo temporale.

Il ciclo di isteresi ottenuto senza includere la pre-analisi non lineare solo del peso proprio e calcolato con DI è rappresentato in Figura 8.18. Mediante un'analisi che, invece, includesse i risultati derivanti da una valutazione preliminare non lineare del peso proprio, il ciclo di isteresi ottenuto è quello di Figura 8.19. Nel primo caso si raggiungono solo 10 *kN* di forza, nel secondo si arriva quasi a 30 *kN*, ma la risposta è di tipo flessionale e non a taglio come appare quella sperimentale. Abbattendo la resistenza a trazione la forma dei cicli cambia, ma la forza raggiunge valori ancora più bassi (Figura 8.20). Anche variando i parametri di isteresi da Takeda a Elastic i cicli di isteresi non appaiono idonei (Figura 8.21).

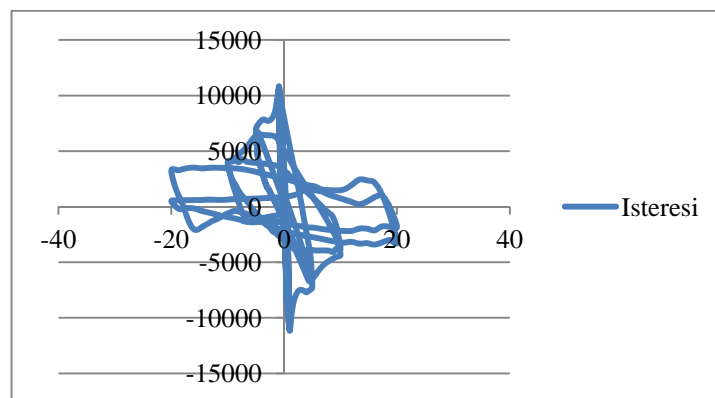



Figura 8.18 Ciclo di isteresi ottenuto con DI, senza includere la pre-analisi non lineare.

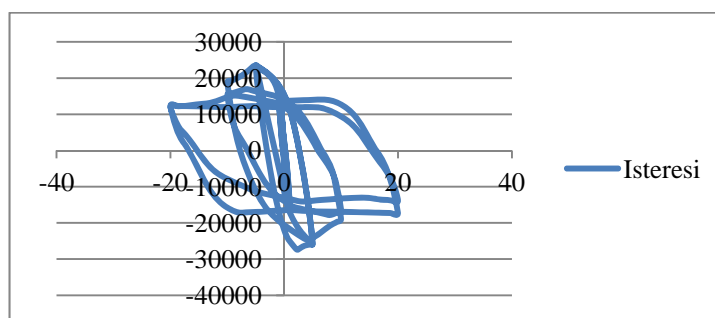



Figura 8.19 Ciclo di isteresi ottenuto con DI, includendo la pre-analisi non lineare.

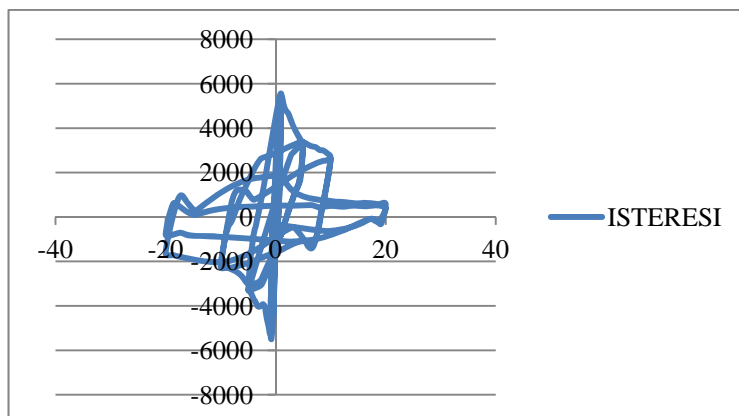



Figura 8.20 Ciclo di isteresi con DI e pre-analisi non lineare, con resistenza a trazione abbattuta.

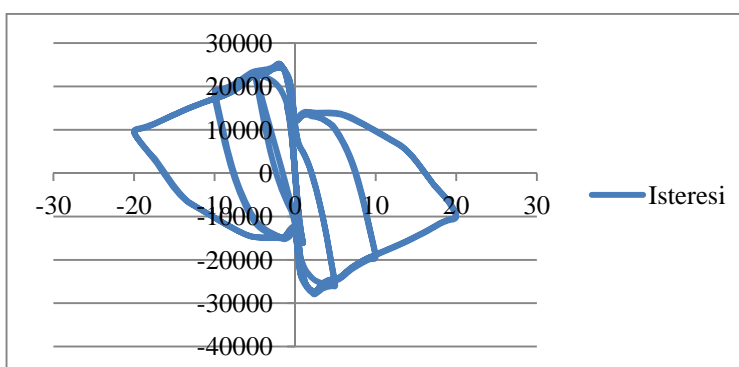



Figura 8.21 Ciclo di isteresi con parametro di isteresi di tipo Elastic e non più Takeda.

In questo paragrafo è quindi evidenziato il primo difetto del programma, per elementi *shell* non si riesce a cogliere bene il comportamento isteretico di una struttura. E' pur vero, che il ciclo a cui si fa riferimento è uno dei pochi disponibili. Non c'è molta letteratura a riguardo e non si può dire che ci sia un'ampia ripetibilità dei risultati. Spesso la sperimentazione è condotta su un solo provino, di conseguenza quegli unici risultati sono presi per validi al 100%. Presto, però, ci si scontrerà con un altro limite riscontrato, riguardante le analisi dinamiche non lineari.

8.4 Analisi dinamiche non lineari con *time history*

Prima sono state brevemente definite le due diverse tipologie di analisi dinamiche che SAP2000 consente di utilizzare in campo non lineare (con *time history* imposta). Il problema principale è la durata delle analisi: la FNA (*Fast Non-Linear Analysis*) si basa sulla sovrapposizione modale, i modi sono strettamente legati al comportamento lineare della struttura, eppure SAP riesce ad applicare questo metodo anche in campo non lineare. Questo criterio è molto efficiente e preciso, ma la non linearità deve essere convogliata in elementi *link* monodimensionali. Solo in quel caso la modellazione riesce ad essere realistica, se altri elementi di tipo bidimensionale non sono lineari questo tipo di analisi non riesce a tenerne conto. Ed è evidentemente il caso degli elementi *shell* che rappresentano il muro di Adobe.

L'integrazione diretta, d'altro canto, per fare analisi dinamiche non lineari su un prototipo molto semplice (in scala reale) impiega addirittura diversi giorni. Questo è un limite se bisogna testare vari rinforzi, variare parametri, e non imbattersi in problemi di convergenza. Arrivare subito alla modellazione perfetta non è affatto scontato, spesso bisogna adottare accorgimenti di vario tipo o semplicemente ritornare sui propri passi in caso di piccoli errori commessi. Se ogni analisi dura più giorni la situazione è compromessa, ovviamente questo aspetto dipende dalla macchina che si adopera.

Descrivendo il comportamento degli elementi *shell*, più precisamente le *layered shell* che consentono di includere la non linearità del materiale e che sono nate per modellare i muri a taglio o le lastre di cemento armato, il manuale di SAP distingue tra due comportamenti: lineare e non lineare. Nel primo caso il programma considera un comportamento lineare anche superato il limite di snervamento, per esempio delle armature di una lastra in calcestruzzo. Quindi anche se il calcestruzzo risulta fessurato la distribuzione di sforzi rimane uniforme, mentre sono le deformazioni a indicare le linee di rottura. Prendendo in considerazione, invece, il comportamento non lineare, gli sforzi sono pressoché uniformi finché il calcestruzzo non si fessura. A quel punto avviene una concentrazione degli sforzi, che indica la fessurazione, e successivamente si ridistribuiscono le tensioni. Matematicamente la fessurazione dipende dalle dimensioni della *mesh* e dalla sua geometria, tecnicamente lo spessore delle fessure potrebbe essere dell'ordine di grandezza della *mesh*.

8.4.1 Fast Non-Linear Analysis

8.4.1.1 Prototipo di casa in Adobe

Dopo aver descritto i limiti di questo tipo di approccio, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Prima è stato testato un prototipo di abitazione (Figura 8.22) costruita esclusivamente in Adobe. Per semplicità è stata considerata una sola stanza, di pianta quadrata con ciascun lato lungo 3 metri. La struttura è alta 2 metri, non è stato previsto il tetto e neanche le fondazioni. La copertura solitamente non può essere considerata come un diaframma rigido, sarebbe, in effetti, il primo passo di miglioramento strutturale (insieme ad una corona appropriata in sommità). Le fondazioni, invece, non sono praticamente mai previste nello stato di fatto, e anche queste rientrano in una buona progettazione. Le architravi in legno, al contrario, sono ben visibili nella maggior parte delle abitazioni povere, e sono state inserite.

In sostanza si sta testando una muratura di Adobe nuda, con gli accorgimenti minimi già impiegati dalla popolazione. L'edificio ha una porta (1 x 1,70 *m*) e due finestre (50 x 50 *cm*) simmetricamente disposte, in modo da non implicare effetti torsionali. La porta è bassa per i nostri standard, ma corrisponde alla realtà delle periferie.

Si impone una *time history* (Figura 8.23) di accelerazione alla base molto semplice: sinusoidale, con ampiezza massima pari a 1*g*, costituita da 5 cicli di periodo 1 secondo ciascuno. La direzione dello spostamento è parallela ai muri con le finestre (direzione *y*), in modo che la parete con la porta, e quella del retro senza aperture, subiscano una

sollecitazione fuori piano. Il valore di picco dell'accelerazione è già molto alto, corrisponde all'accelerazione massima raggiungibile sulla costa del Perù ed è conforme ad un terremoto molto violento, con periodo di ritorno di 475 anni (Figura 3.15).

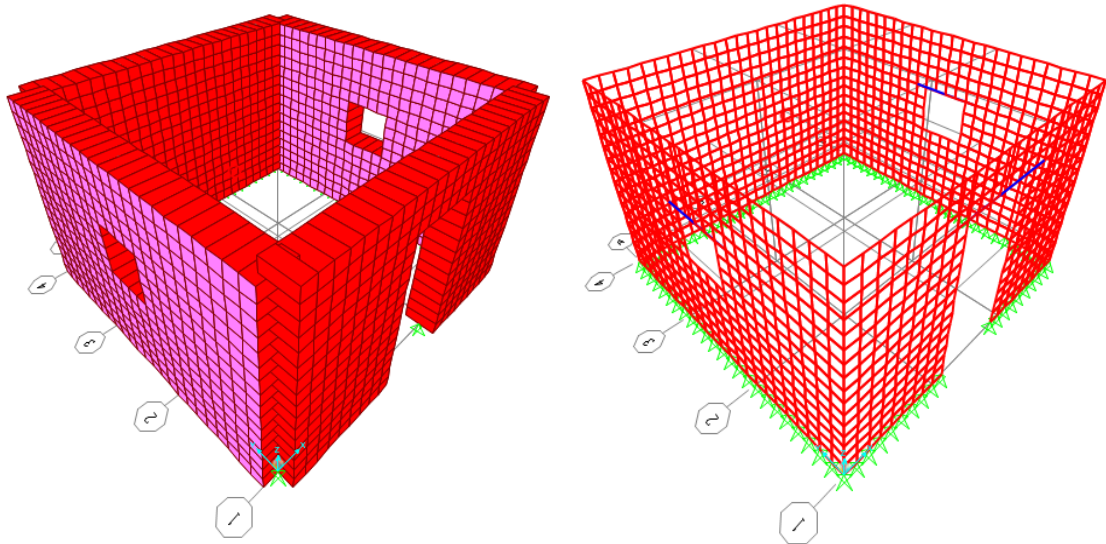



Figura 8.22 Prototipo di abitazione in esame, in vista "estrusa" e normale, in evidenza: i vincoli a terra di solo appoggio, le aperture e le architravi in legno.

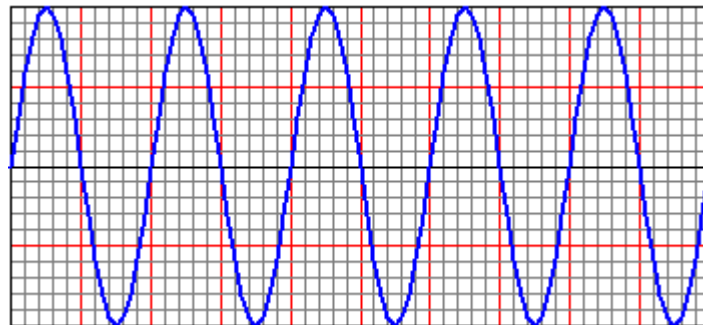



Figura 8.23 *Time history* di accelerazione imposta.

La deformata ottenuta dall'inviluppo di tutti gli *step*, considerando agenti il peso proprio e la *time history*, è riportata in Figura 8.24. A deformazioni evidenti corrispondono fessurazioni. Lo spostamento massimo della parete sul retro è pari a 13,24 *mm*, mentre l'architrave viene spinta fuori piano fino a 6,53 *mm*. Durante l'animazione della deformata le pareti perpendicolari al moto subiscono evidenti spostamenti fuori piano, mentre i muri che lavorano a taglio accompagnano solo leggermente il movimento.

Se si plottano gli sforzi s_{23} (*Out-of-plane shearing stress*, riferiti agli assi locali) è evidente la concentrazione degli sforzi ai bordi delle pareti ai 4 angoli (Figura 8.25). Questa distribuzione delle tensioni rappresenta realisticamente la spinta che subisce il muro fuori piano e il suo distacco. Difatti il primo modo di collasso, tipicamente, è il ribaltamento delle facciate sulle strade adiacenti. Tutti gli sforzi sono in *MPa*, ottenuti dall'inviluppo massimo causato da peso proprio e accelerazione imposta.

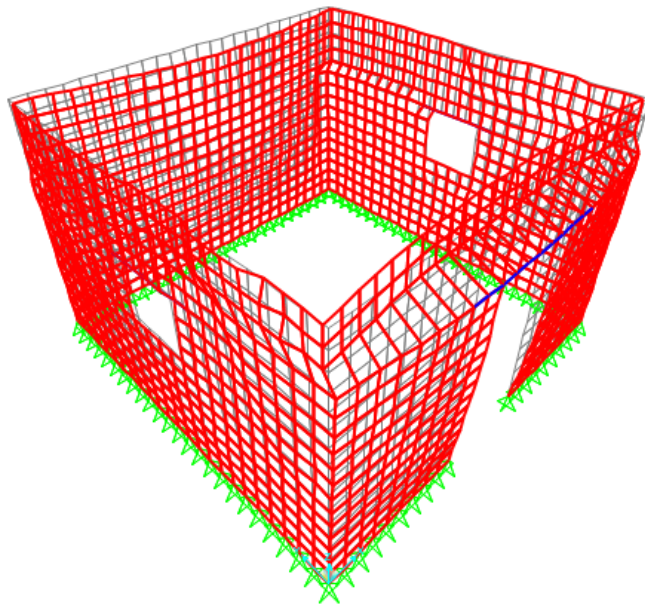



Figura 8.24 Deformata del prototipo di abitazione, dall'inviluppo di analisi con *time histoty* e peso proprio.

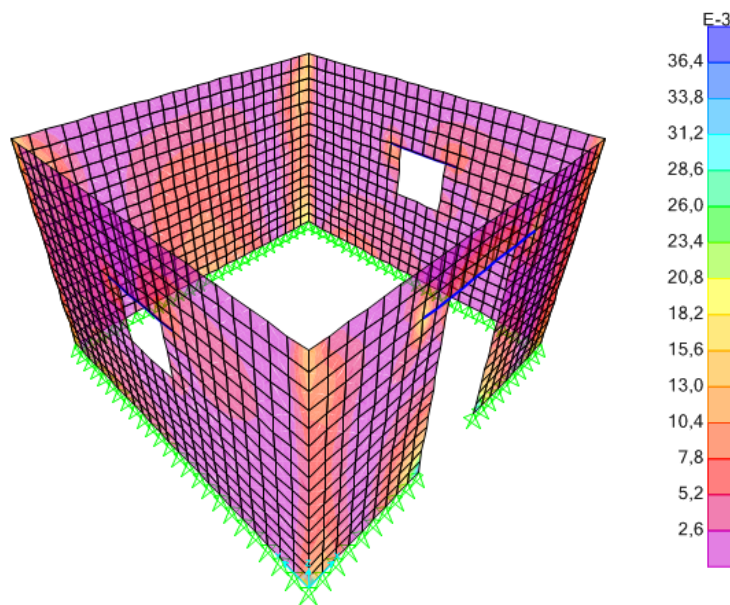



Figura 8.25 Sforzi s_{23} in *MPa*, dalla stessa combinazione di sollecitazioni.

Per quanto riguarda la distribuzione delle tensioni nel muro con le finestre, sollecitato nel suo piano, gli sforzi s_{22} (direzione verticale) si concentrano agli angoli della finestra e della parete (Figura 8.26). Quindi la modellazione, anche in questo caso, è in linea perfetta con la sperimentazione e la realtà post-terremoto. L'ordine di grandezza degli sforzi è elevato e supera la resistenza a trazione dell'Adobe (0,04 *MPa*).

Gli sforzi di taglio nel piano dell'elemento s_{12} sono rappresentati in Figura 8.27. Purtroppo non si riesce ad ottenere una distribuzione degli sforzi principali, che sarebbe più intuitiva.

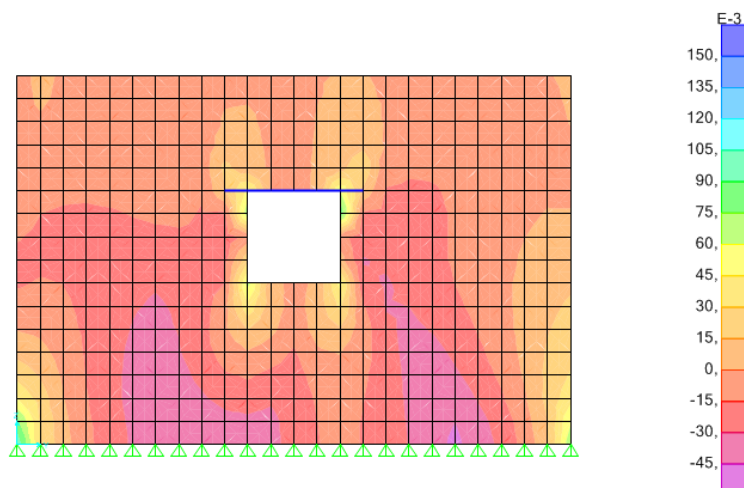



Figura 8.26 Distribuzione degli sforzi s_{22} [*MPa*].

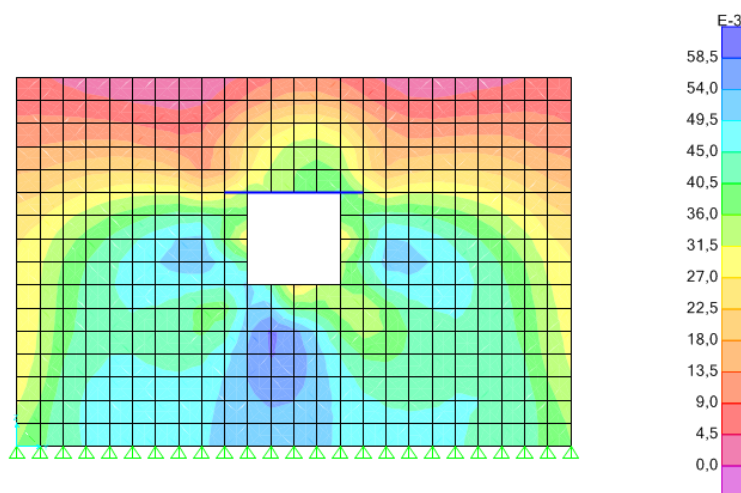



Figura 8.27 Distribuzione degli sforzi s_{12} [*MPa*].

8.4.1.2 Prototipo di casa in Adobe rinforzato con strisce di pneumatico

In questo caso, dato che gli elementi *cable* non rappresentavano bene il comportamento degli pneumatici, perché se fissati in solo due punti in tutto il resto del loro percorso potevano essere "attraversati" dal muro di Adobe (Figura 8.28) non esercitando la funzione di contenimento, sono stati impiegati degli elementi *tendon*. In realtà sono molto simili: la geometria e il materiale sono sempre gli stessi, e non è stata imposta alcuna precompressione, ma gli elementi *tendon* sono considerati come interni all'elemento, in questo modo muro e rinforzo collaborano effettivamente (Figura 8.29). Inoltre, è stata definita una sola banda interna alla sezione, che faceva il lavoro delle due cinghie che di solito avvolgono il muro. Per far lavorare sempre e solo una cinghia quando il muro sbanda in una direzione, come nella realtà in cui lavora la striscia in trazione, all'interno è stata posizionata una specie di armatura in pneumatico corrispondente (in geometria della sezione) a una striscia sola.

Questo accorgimento non è stato necessario nella modellazione dell'analisi *pushover* perché le strisce di pneumatico lavoravano sul muro sollecitato nel proprio piano, non dovevano esercitare una funzione di contenimento per uno sbandamento fuori piano della muratura, al contrario scivolavano l'uno sull'altro; quindi gli elementi interagivano in modo corretto.

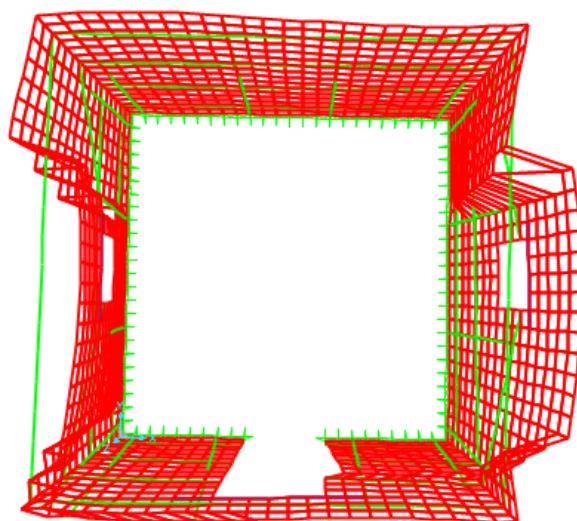



Figura 8.28 Prototipo rinforzato con cinghie di pneumatico modellate con elementi *cable*. Deformata (inviluppo) causata da peso proprio e *time history*: gli elementi non collaborano e le cinghie non contengono gli spostamenti del muro.

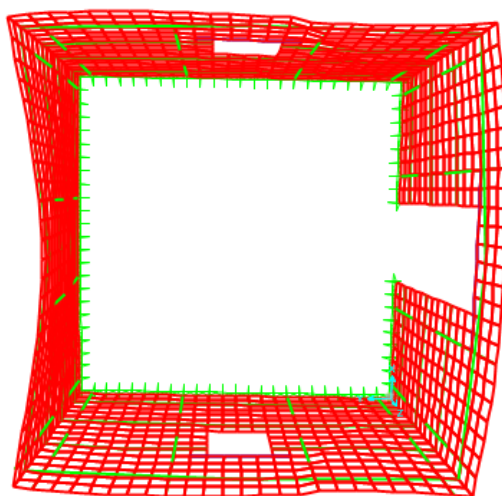



Figura 8.29 Stessa deformata dell'immagine precedente ma con elementi *tendon*.

Lo spostamento massimo della parete del retro è di 13,03 *mm*, e dell'architrave di 7,4 *mm*. La deformazione è molto più armoniosa rispetto a quella senza rinforzo, si colgono distorsioni evidenti che possono coincidere con fessurazioni solo nelle pareti che lavorano a taglio. Ma lo spostamento è ridotto, solo di poco, per quanto riguarda la parete del retro.

Anche in questo caso gli sforzi di taglio fuori piano rappresentano bene la tendenza a ribaltare del muro, ma in ordine di grandezza sono più contenuti (confronto tra Figura tot e

Figura 8.30). Gli sforzi s_{22}, invece, hanno la stessa distribuzione ma sono un po' superiori (Figura 8.31). Probabilmente i muri sollecitati nel loro piano lavorano di più perché le cinghie garantiscono un comportamento scatolare. Come visto nell'analisi *pushover*, le strisce di pneumatico lavorano ben al di sotto delle loro capacità (0,167 *kN* trazione massima).

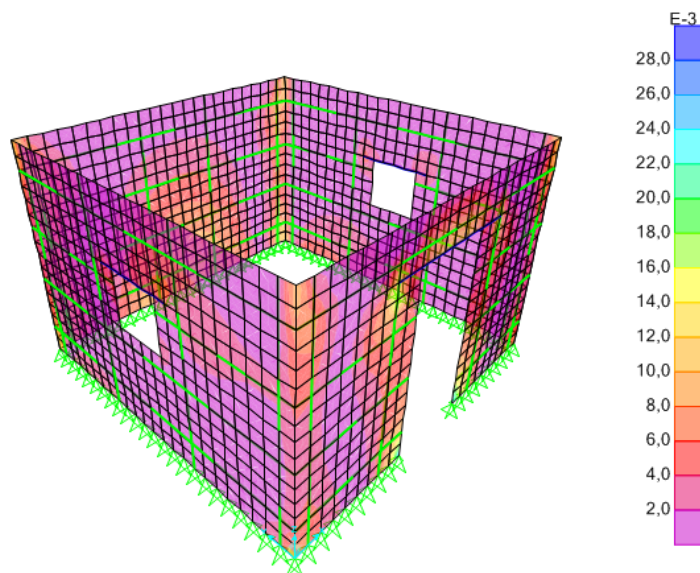



Figura 8.30 Distribuzione degli sforzi s_{23}: concentrazione agli spigoli delle pareti sollecitate fuori piano.

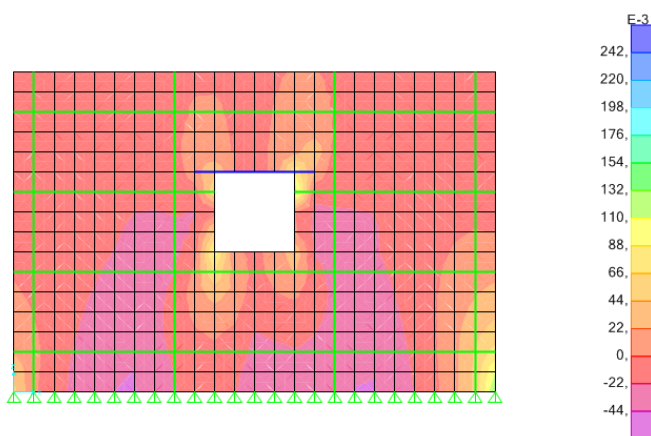



Figura 8.31 Distribuzione degli sforzi s_{22}: concentrazione agli angoli delle aperture.

8.4.1.3 Prototipo di casa in Adobe rinforzato con canne di bamboo

Il telaio di bamboo è stato disposto con la stessa geometria delle strisce di pneumatico. In Figura tot, anche se la grafica spezza gli elementi, si può vedere la particolare rigidezza conferita agli angoli della casa: due canne sono disposte agli spigoli, lungo i due muri. In generale ci si aspetta molta più rigidezza rispetto al rinforzo di pneumatici.

In Figura 8.32 è evidente il danneggiamento del muro di facciata che tende a ribaltare fuori piano, ma gli spostamenti, in realtà sono molto inferiori rispetto alle modellazioni numeriche precedenti. Il muro del retro ha uno spostamento di picco fuori piano (in mezzeria) , lungo la direzione del moto, che è quasi la metà rispetto ai precedenti: 7,2 *mm*.

L'architrave, a sua volta, si sposta di soli 2 *mm*. Gli sforzi fuori piano (Figura 8.33) sono concentrati nei punti giusti (agli spigoli), laddove solitamente si aprono profonde fessure verticali, e sono ancora inferiori (in modulo) rispetto ai due prototipi precedenti.

I periodi propri delle strutture, in realtà, non variano di molto, e sono coerenti con quello trovato nella sperimentazione analizzata nel paragrafo 7.1.6. Ma in questo caso la deformata è particolare: a causa della diversa rigidezza, anche i muri sollecitati nel loro piano sbandano fuori piano, dando luogo a una distribuzione degli sforzi per la prima volta anomala. Non c'è, infatti, una concentrazione degli sforzi agli spigoli delle aperture, implicando le ben note fessure diagonali tipiche degli eventi sismici (Figura 8.34). Questo può essere dovuto al particolare metodo di analisi, che si basa sulla sovrapposizione modale e rimane in campo elastico.

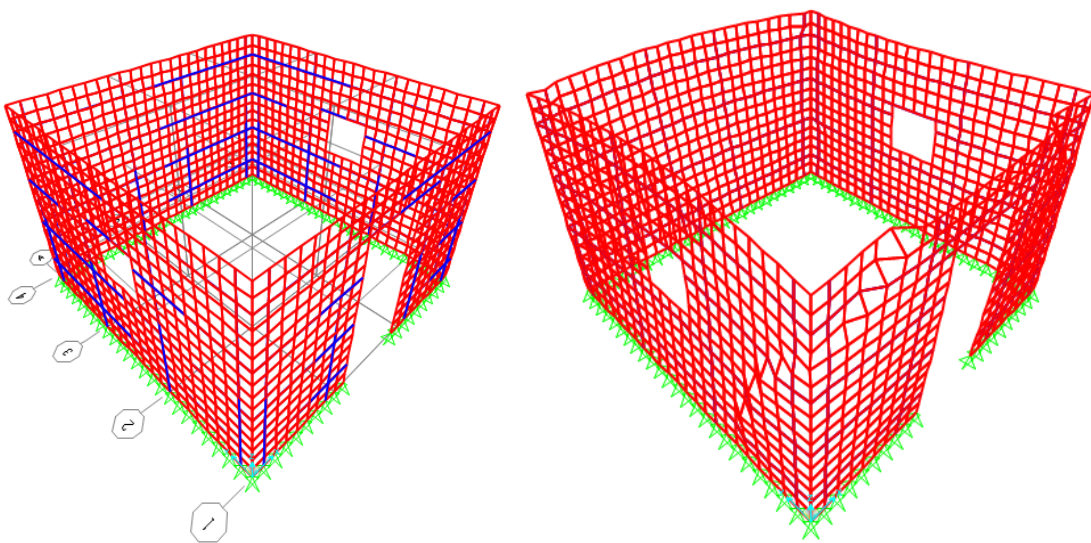



Figura 8.32 Distribuzione dei rinforzi di canne di bamboo e deformata del prototipo rinforzato.

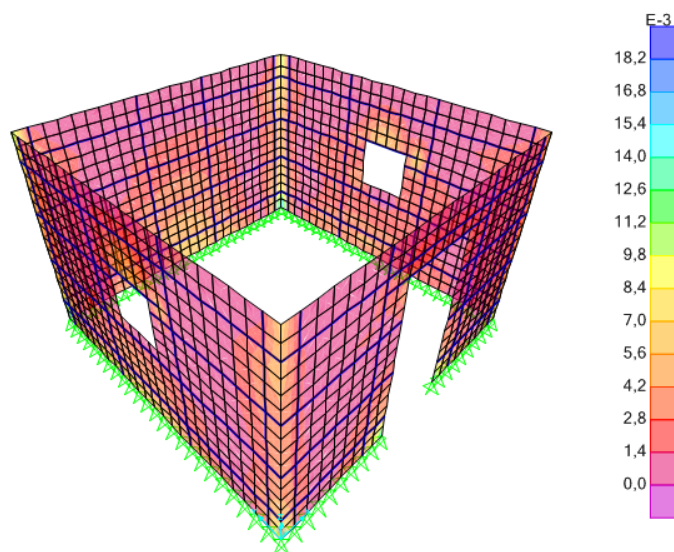



Figura 8.33 Distribuzione degli sforzi s_{23}: concentrazione alle estremità delle pareti sollecitate fuori piano.

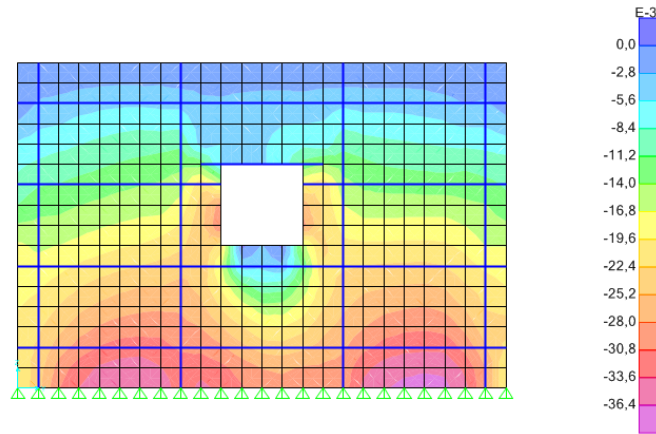



Figura 8.34 Distribuzione degli sforzi s_{22}.

Gli sforzi agenti sulle armature esterne di bamboo sono molto inferiori rispetto alla loro resistenza, e sono persino inferiori rispetto a quelli riscontrati nell'analisi *pushover*, che raggiungeva un grado di spostamenti imposto maggiore. Si raggiunge una compressione massima, nelle canne verticali posate sui muri che si sviluppano lungo la direzione *y*, pari a 3,39 *kN* ed un taglio pari a 0,183 *kN*. Nei muri sollecitati fuori piano, invece, il massimo è 3,60 *kN* di compressione e 0,28 *kN* di taglio. Le canne sono fissate tra loro solo nei punti in cui si incrociano; riguardo i collegamenti è ancora valida la riflessione fatta nel paragrafo sull'analisi *pushover*, cioè che nel riuscire a trasmettere tutte le forze nelle giunzioni la realtà è lontana dalla modellazione. Gli elementi *frame* sono invece ben aderenti e soprattutto collaboranti col muro, perché ad ogni nodo dell'elemento *shell* c'è uno scambio di forze e reazioni con la canna di bamboo.

8.4.1.4 Conclusioni relative alle *Fast Non-Linear Analysis*

Questo metodo di analisi, *Fast Non-Linear Analysis*, è da considerarsi non appropriato fino in fondo per quanto riguarda il soggetto in esame in questa tesi. SAP2000 prevede l'impiego di questo criterio solo in caso di non linearità concentrate in elementi *link* monodimensionali, quindi cerniere plastiche. In questo caso, i risultati appena esposti, è come se fossero dedotti da una semplice analisi elastica-lineare, basata sulla sovrapposizione modale. L'Adobe esce quasi subito dal suo ramo lineare, a differenza dei vari rinforzi qui considerati e testati. Non si può quindi dire che questo tipo di modellazione sia completamente efficace ed adeguata.

Tuttavia, dà lo stesso un'idea del comportamento della struttura rinforzata: la distribuzione degli sforzi è colta quasi sempre bene, e coincide con l'esperienza e le sperimentazioni. La concentrazione di sforzi e deformazioni agli angoli dei muri sollecitati fuori piano, che tendono a ribaltare, e agli spigoli delle aperture nei muri sollecitati a taglio, ne sono un esempio. L'ordine di grandezza degli spostamenti sembra basso, ma questo può essere dovuto all'approssimazione dell'Adobe ad un materiale lineare. Entrambi i rinforzi, specialmente quello di canne di bamboo, hanno dimostrato di poter contenere le deformazioni e diminuire le tensioni, nei muri sollecitati fuori piano e a taglio, rimanendo

ben al di sotto del loto limite di rottura. Questi sono comunque dati di fatto, validi sotto queste condizioni ed evidenti limiti.

Va sottolineato, inoltre, che come si sa dalla sperimentazione, e si evince dalla modellazione *pushover* del capitolo precedente, il campo in cui i rinforzi sono più efficaci è proprio quello non lineare. O meglio: in questi anni è stato notato che i rinforzi non migliorano il comportamento dell'Adobe prima della fessurazione, quest'ultima non può essere evitata, avviene in qualsiasi caso. E' principalmente dopo che la muratura si è fratturata, che i rinforzi intervengono in modo sostanzioso. Quando la resistenza dell'Adobe crolla, loro si attivano. Una delle loro funzioni più importanti, in realtà, è letteralmente contenere i blocchi che si formano e prevenire il loro collasso. Quando la fessurazione propaga, isola delle porzioni di muratura che se si staccassero comprometterebbero definitivamente l'equilibrio della struttura, causando il collasso totale e non consentendo la fuga delle persone.

I rinforzi "cuciono" le ampie fessure che si formano, un po' come le armature nel calcestruzzo; questa funzione di contenimento fatta dai materiali che avvolgono i muri non è facilmente rappresentabile in un modello numerico. Si possono vedere i miglioramenti degli spostamenti e degli sforzi, ma quest'ultimo aspetto messo in evidenza è più che altro intuitivo per il momento. Per esemplificare quanto detto finora, si riporta un'immagine tratta da una sperimentazione fatta in Nuova Zelanda già proposta nel paragrafo 7.5.5, in cui sono evidenti i blocchi di muratura isolati e la funzione "contenitiva" del rinforzo di pneumatici.

Figura 8.35 Risultati di test dinamici su un prototipo rinforzato con strisce di pneumatici usati.

8.4.2 Direct Integration Analysis

Questo tipo di analisi ha avuto fondamentalmente due problemi: la durata e la convergenza. Se per una modellazione con un numero consistente di elementi l'analisi durava diversi giorni, se quest'ultimo viene ridotto drasticamente si hanno problemi di convergenza e l'analisi si interrompe. La tolleranza di convergenza delle iterazioni imposta

di default è di 1e-4. Si sconsiglia di aumentarla per non incorrere in risultati non accurati, in cui gli errori si accumulerebbero *step* dopo *step* diventando ingestibili. Questo parametro serve per essere sicuri che si raggiunga l'equilibrio ad ogni *step*; in caso di grandi spostamenti o per casi di non linearità si può ridurre per ottenere risultati migliori.

Si può, inoltre, modificare la grandezza massima e minima non solo dei passi di integrazione ma anche dei *substep*, divisioni degli *step* che gli consentono di integrare ad ogni intervallo significativo o di diminuire la loro grandezza in caso di non convergenza. Si possono anche impostare come non limitati. Per ogni *step*, prima si prova un'iterazione con *constant-stiffness*, se non converge si passa alla *Newton-Raphson tangent-stiffness*. Se falliscono entrambe si riduce la dimensione dello *step*. Il numero di queste iterazioni per *step* si può modificare. Un altro tipo di errore abbastanza frequente è quello di *overflow*, ma secondo il manuale incide solo sulla grafica.

In generale ridurre il passo di integrazione, aumentare la tolleranza dell'equilibrio e aumentare il numero di interazioni possibili sono le tecniche principali per ottenere la convergenza. Tutti questi metodi sono stati applicati, tenendo però conto dei limiti di tempo e della macchina utilizzata. Nonostante non si sia mai giunti ad un'analisi completa, l'interruzione a causa della non convergenza è sempre avvenuta dopo almeno mezzo ciclo. Cioè l'accelerazione arriva fino al picco di 1*g*, poi decresce fino a -1*g* e si interrompe in quel punto o nell'intervallo tra 0 e -1*g*. Quindi è come se si fosse data un'unica, forte, scossa nelle due direzioni (o sicuramente in una), con valore di accelerazione massima dell'ideale *shaking table* pari alla forza di gravità. In questo caso l'analisi è dinamica e tiene conto della non linearità del materiale.

Più precisamente le analisi dei vari prototipi si sono interrotte in punti diversi (Figura 8.36), quindi essendo le sollecitazioni differenti bisogna tenerne conto nell'analisi dei risultati.

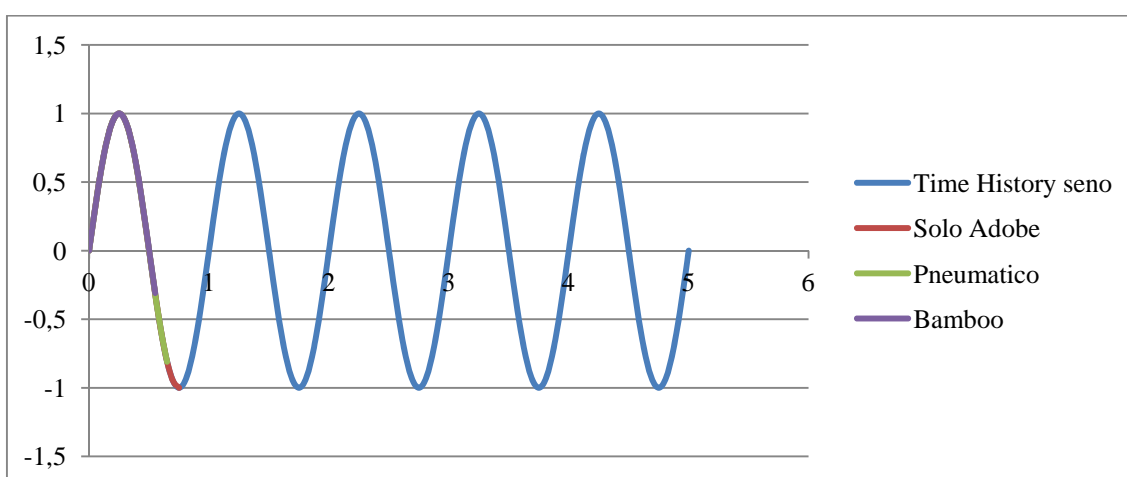



Figura 8.36 ***Time History*** **di accelerazione (massimo 1*g*) in funzione del tempo [sec] imposta ai vari prototipi e relativa interruzione dell'analisi a causa di problemi di convergenza.**

8.4.2.1 Prototipo di casa in Adobe

In Figura8.37 è rappresentata la deformata dovuta alla *time history* imposta. E' evidente come gli spostamenti siano di un ordine di grandezza totalmente diverso rispetto a quelli dedotti dall'analisi elastica (1 metro di spostamento della parete di facciata sollecitata fuori piano). Anche se la *mesh* è molto più grande, per esigenze legate al tempo di calcolo, la geometria è la stessa. Eccezion fatta per le dimensioni delle aperture, che sono dovute variare per accordarsi alle dimensioni degli elementi *shell*. E' evidente che una scossa che raggiunge quei valori di accelerazione non è sopportabile da una struttura di solo Adobe. 1*g* è un valore estremo (corrisponde a 475 anni di periodo di ritorno), quindi va tenuta in conto la straordinarietà dell'evento; tuttavia, il modello risponde con spostamenti molto grandi e fessurazioni tali da poter dire con certezza che la struttura è collassata.

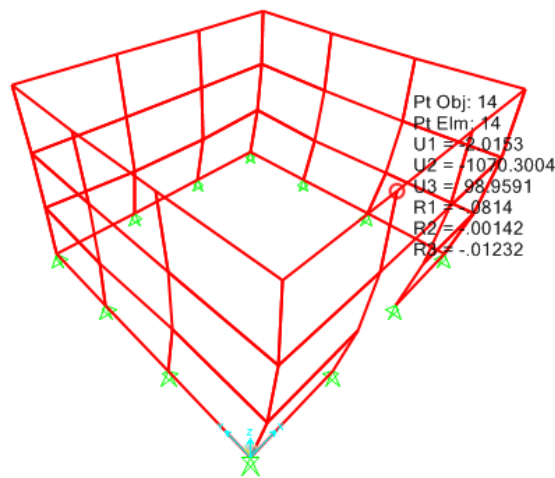



Figura 8.37 Deformata del prototipo non rinforzato.

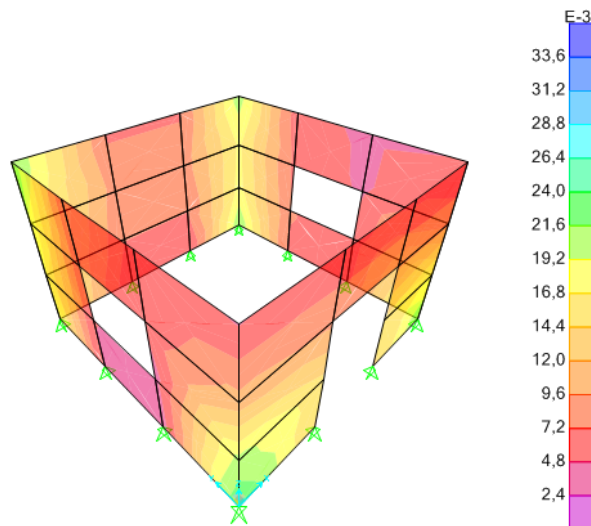



Figura 8.38 Distribuzione degli sforzi s_{23}: concentrazione delle tensioni agli spigoli.

Gli sforzi di taglio fuori piano si concentrano, anche in questo caso, agli angoli della struttura (Figura 8.38). La simulazione del ribaltamento della parete di facciata e del retro,

perpendicolari alla direzione del moto, è ancora una volta colta bene. Si ricorda che secondo il manuale di SAP, in caso di analisi non lineari, si individuano le fessurazioni in corrispondenza della concentrazione di sforzi. Gli sforzi s_{22}, che nelle altre modellazioni evidenziavano bene la concentrazione delle tensioni agli angoli delle finestre, in questo caso sono meno evidenti. Il peggioramento della qualità dei risultati è sicuramente dovuto alla grandezza della *mesh*; tuttavia, è più chiara la distribuzione degli sforzi s_{12}, che rappresentano gli sforzi di taglio puro sul piano dell'elemento, che sono quasi uniformemente distribuiti sulla parete sollecitata nel suo piano.

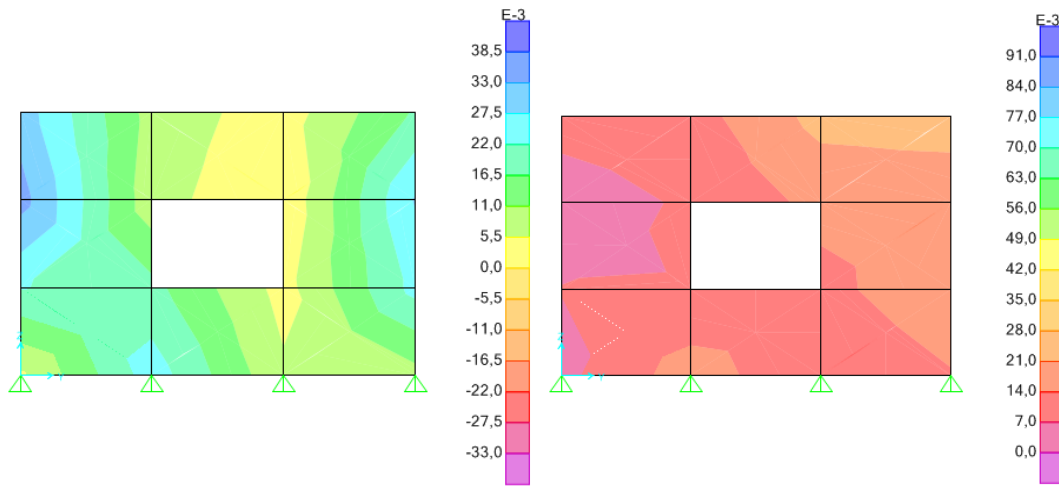



Figura 8.39 Distribuzione degli sforzi s_{22} e s_{12} [*MPa*] sul muro sollecitato nel suo piano.

8.4.2.2 Prototipo di casa in Adobe rinforzato con canne di bamboo

Se rinforzata con un telaio di canne di bamboo, il comportamento della struttura migliora notevolmente; soprattutto per quanto riguarda gli spostamenti, che arrivano quasi a dimezzarsi. Bisogna sempre tener conto che l'analisi si è bloccata a -0,309*g* di accelerazione imposta, a differenza di quella sul prototipo di solo Adobe che ha compiuto un ciclo completo.

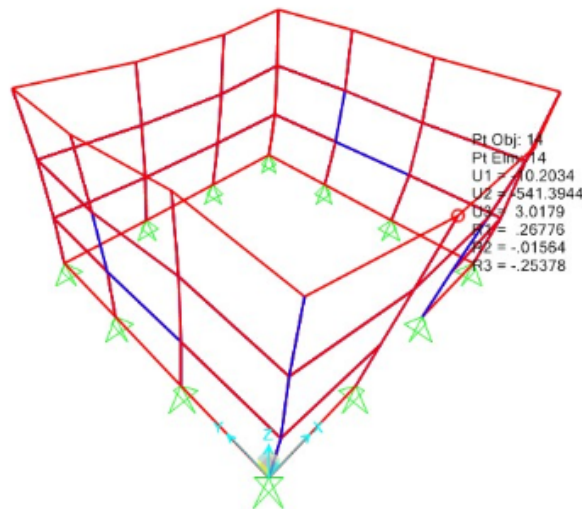



Figura 8.40 Deformata del prototipo rinforzato con canne di bamboo.

La distribuzione degli sforzi tangenziali fuori piano evidenzia sempre il distacco dei muri che giacciono perpendicolarmente alla direzione di sollecitazione (Figura 8.41). Le considerazioni sugli sforzi presenti nel muro sollecitato nel proprio piano sono sostanzialmente le stesse fatte per il prototipo precedente (Figura 8.42).

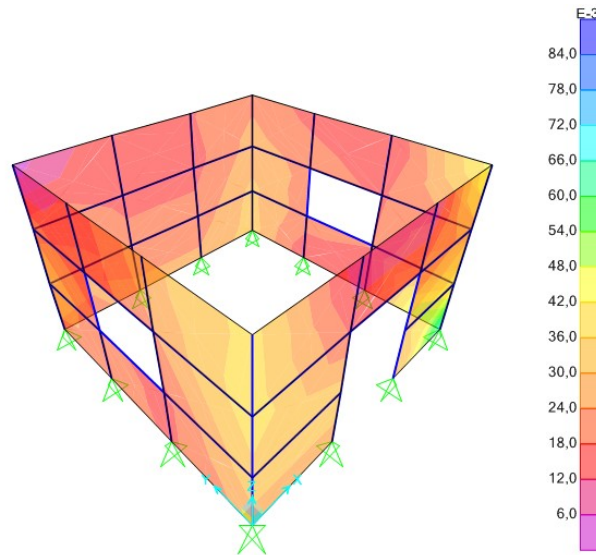



Figura 8.41 Distribuzione degli sforzi s_{23}.

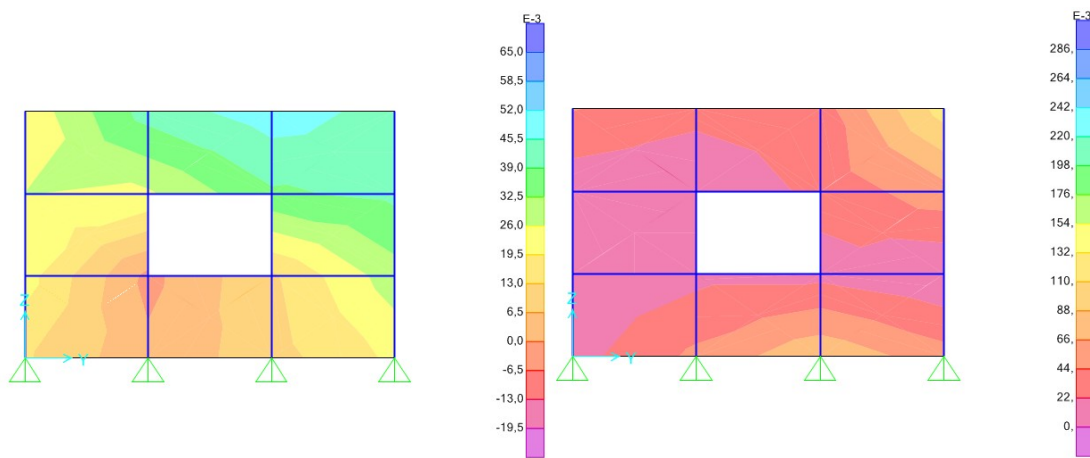



Figura 8.42 Distribuzione degli sforzi s_{22} e s_{12} [*MPa*].

Il rinforzo di bamboo situato nel muro sollecitato fuori piano resiste fondamentalmente a trazione (Figura 8.43). Le canne verticali più sollecitate sono quelle agli spigoli; in direzione orizzontale, invece, sono quelle situate più in alto. A trazione la canna orizzontale deve sopportare fino a 50 *kN*, valore che si avvicina molto alla resistenza a trazione del bamboo, se non, addirittura, superiore. Infatti, in questo caso lo sforzo è pari a 125 *MPa* e la resistenza del bamboo si aggira tra i 100 e i 150 *MPa*. I rinforzi orizzontali subiscono anche una flessione a causa della spinta fuori piano, ma rimangono abbondantemente sotto i loro limiti (208 *N* di taglio massimo e 0,06 *kNm* di momento massimo). Agli spigoli, invece, la sollecitazione massima a trazione è alla base, ed è pari a 47,5 *kN*. Anch'esso un

valore tutt'altro che trascurabile che impegna seriamente il rinforzo. La reazione a taglio e momento, invece, è inferiore e non compromettente (75 *N* e 0,38 *kNm* rispettivamente). Nei rinforzi presenti sul muro sollecitato nel proprio piano vale più o meno lo stesso ragionamento: le canne di bamboo lavorano perlopiù a trazione e raggiungono livelli di sforzo quasi al limite (Figura 8.44).

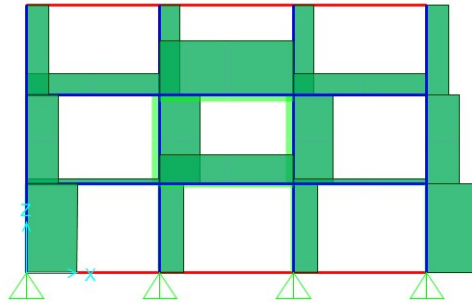



Figura 8.43 Forze assiali agenti nel rinforzo della parete sollecitata fuori piano.

Figura 8.44 Nell'ordine dall'alto: azione assiale agente nel rinforzo orizzontale superiore del muro sollecitato fuori piano, nel rinforzo verticale agli spigoli, nel rinforzo orizzontale della parete sollecitata a taglio.

8.4.2.3 Prototipo di casa in Adobe rinforzato con strisce di pneumatico

Il modello testato con le strisce di pneumatico raggiunge valori di accelerazione prossimi a quello dell'Adobe non rinforzato. Gli spostamenti si riducono circa del 10%. Le strisce di pneumatico più sollecitate sono quelle verticali situate agli spigoli dell'abitazione (Figura 8.45). La sollecitazione massima è pari a 8,3 *kN* di trazione, significativamente più bassa della resistenza della cinghia in sé (Figura 8.46).

Dalla distribuzione degli sforzi tangenziali fuori piano è nuovamente evidente il distacco dei muri agli spigoli. Mentre le altre distribuzioni, riportate in Figura tot, non si discostano da quelle relative alle modellazioni precedenti.

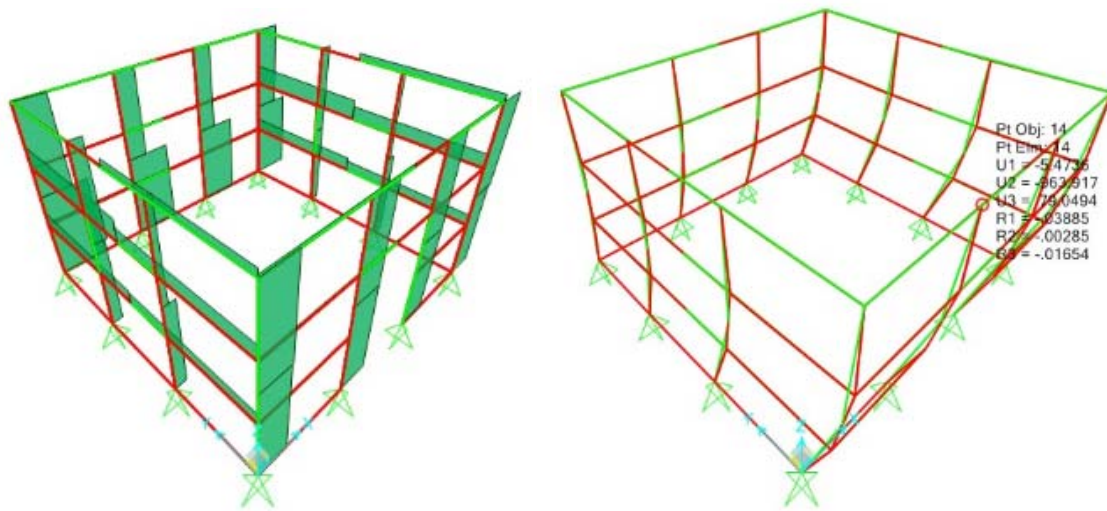



Figura 8.45 Azioni assiali agenti nelle strisce di pneumatico e deformata del prototipo rinforzato.

Figura 8.46 Nell'ordine dall'alto: trazione nel rinforzo di pneumatico verticale allo spigolo del muro di facciata, nel rinforzo verticale all'angolo del muro del retro, nel rinforzo orizzontale del muro che lavora a taglio.

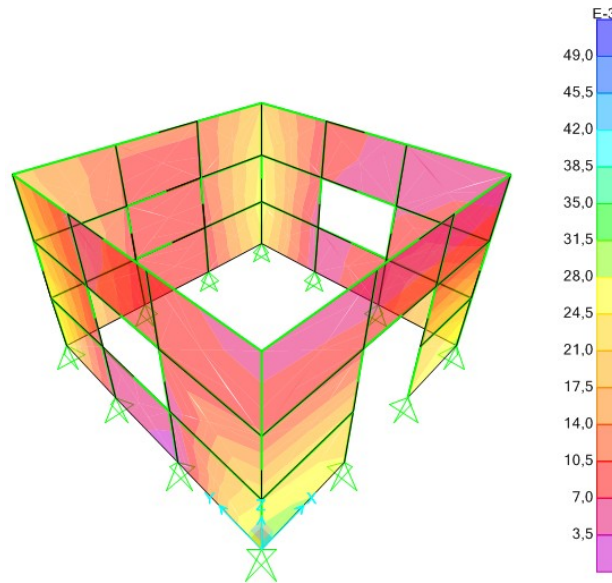



Figura 8.47 Distribuzione degli sforzi s_{23}.

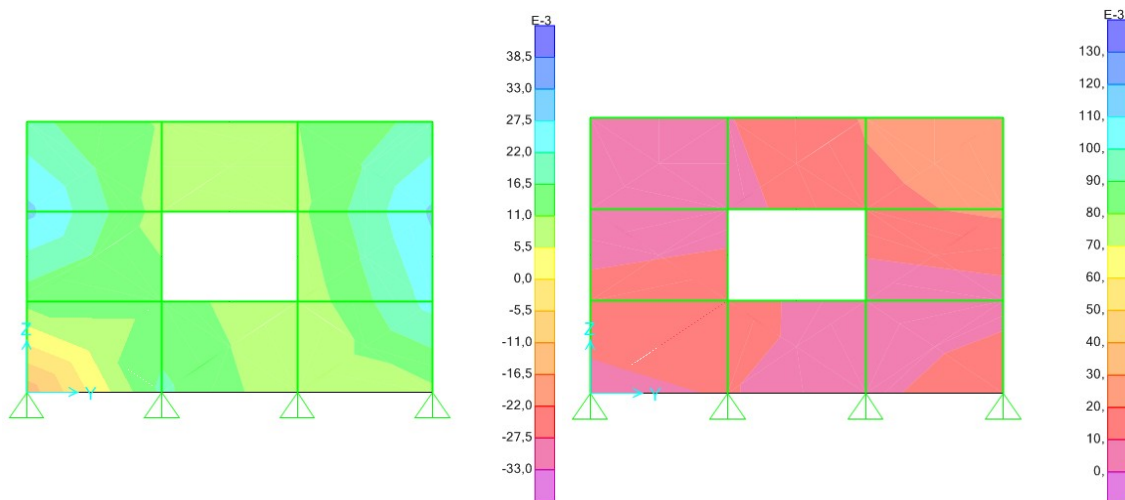



Figura 8.48 Distribuzione degli sforzi s_{22} e s_{12} [*MPa*].

8.4.2.4 Conclusioni relative alla *Direct Integration Analysis*

Questo tipo di modellazione non si può dire sia stata del tutto soddisfacente: a causa dei limiti dati dalla durata delle analisi e dai problemi di convergenza, i risultati sono parziali e non sembrano del tutto attendibili. Anche se degli spostamenti così grandi possono anche essere coerenti con il tipo di sollecitazione imposta e con l'assenza di fondazioni e corona in sommità; provando a dimezzare l'ampiezza della *time history* di accelerazione (da 1*g* a 0,5*g*) anche gli spostamenti si sono dimezzati, ma nonostante il passo di integrazione fosse molto piccolo, l'analisi si è interrotta nuovamente per problemi di convergenza. Inoltre, è stato dimostrato nel paragrafo dedicato all'isteresi che SAP2000 fatica a riprodurre la non linearità con precisione.

Dato che le interruzioni sono avvenute in tempi diversi, i risultati non sono del tutto paragonabili. Il telaio di bamboo pare sia quello che ha ridotto di più gli spostamenti, ed infatti è arrivato a sfiorare il suo limite di resistenza a trazione. Il rinforzo di pneumatici, invece, ha ridotto solo di circa il 10% le deformazioni ed è rimasto abbondantemente sotto la sua resistenza a rottura. Il problema maggiore è che non si riesce a cogliere la funzione principale della *mesh* di pneumatici: il contenimento. Questo tipo di rinforzo, infatti, non garantisce più rigidezza, come (anche intuitivamente) assicura il telaio di canne di bamboo. Bensì, svolge un ruolo altrettanto importante: tiene letteralmente unita la struttura, consente, cioè, un comportamento scatolare, che è solitamente alla base delle prescrizioni antisismiche. In questo modo, fasciando i muri, tiene uniti i blocchi che si sono separati prevenendo il loro collasso e quindi la perdita di equilibrio totale dell'edificio.

E' molto difficile rappresentare una funzione simile in un programma di modellazione numerica, soprattutto in SAP2000. Quest'ultimo non gestisce la propagazione delle cricche, tantomeno il comportamento dei singoli blocchi indipendenti di Adobe che si vanno a creare. Lo stratagemma di rappresentare le cinghie di pneumatico come interne al muro, mediante elementi che di solito rappresentano le armature (*tendon*), è stato necessario per far sì che ci fosse collaborazione tra il rinforzo e il muro. Invece nell'analisi *pushover* in cui, sul muro sollecitato a taglio, effettivamente il rinforzo scivolava sulla muratura senza interazione, è stato più semplice: è bastato utilizzare degli elementi *cable* che rappresentassero delle funi di pneumatico, che fossero semplicemente agganciate alla base e in cima alla parete, com'è nella realtà. Nel caso di muri sollecitati fuori piano il ragionamento è diverso: gli pneumatici non prevengono la fessurazione, ma contengono il collasso. In questo senso, con tutti i limiti di questa modellazione, si può dire che sia corretto che questo tipo di rinforzo non abbia abbattuto gli sforzi.

E' sicuramente necessario un passo ulteriore per riuscire a modellare per intero il comportamento dei rinforzi di pneumatico, peraltro già ben evidente nella sperimentazione. Sarebbe necessario un software che sia in grado di individuare i blocchi di Adobe che si formano dopo la fessurazione, e il loro comportamento indipendente, anche in funzione di come sono disposte le strisce di pneumatico. Tuttavia, da analisi imperfette come la FNA e DI appena descritte, una volta evidenziati bene i limiti e le criticità che gli appartengono, si possono ugualmente estrapolare dei concetti validi come dati di fatto. Cioè la maggior rigidezza conferita dal rinforzo con telaio di bamboo, l'apertura di fessure verticali agli spigoli dei muri sollecitati fuori piano e agli angoli delle aperture dei muri sollecitati a taglio, l'influenza dei rinforzi dopo la fessurazione dell'Adobe, nel campo non lineare, ed altri aspetti evidenziati mano a mano nella trattazione.

9 Conclusioni

La prima parte di questa tesi è utile per inquadrare il problema: trovare rinforzi efficaci per le abitazioni in terra in cui vivono più di 2 miliardi di persone. Dopo un'analisi del materiale, delle sue caratteristiche meccaniche, dei suoi vantaggi e svantaggi, e dopo una descrizione della tipologia costruttiva, sia aderente allo stato di fatto, sia in accordo con i manuali tecnici degli esperti, si passa alla descrizione delle sperimentazioni svolte fino ad oggi.

Proprio in quest'ultimo frangente si trovano le prime conferme: le case in Adobe non rinforzate migliorano la loro performance sismica già con pochi accorgimenti. Bisogna fare molta attenzione alla qualità della malta e dei mattoni, all'ammorsamento ed al fuori piombo dei muri. Una realizzazione che tenga conto di questi aspetti in modo molto scrupoloso è già ad un ottimo punto, mirando ad un buon comportamento sismico. Dopodiché, usare la paglia come additivo, e inserire una corona in legno in sommità, sono i primi e più semplici passi verso una qualità sempre più alta della costruzione. Il tetto spesso non può garantire la funzione di diaframma rigido, ruolo ricoperto, in questo caso, dalla *ring beam*. Un'abitazione di questo tipo potrebbe già essere in grado di resistere ad eventi sismici di intensità ragguardevole; la qualità della costruzione, di per sé, è un aspetto cruciale.

Rinforzi aggiuntivi come le canne di bamboo (esterne o interne alla muratura), *mesh* polimeriche, o di metallo, o di pneumatico, è stato dimostrato (mediante sperimentazioni a piccola, media e grande scala) che migliorano ulteriormente il comportamento della struttura, anche se ciascuno in modo diverso. Quindi a questo punto, da parte delle sperimentazioni, l'obiettivo è già stato raggiunto.

La parte di modellazione è un altro aspetto ed è quello più critico: l'analisi *pushover* ha confermato le aspettative, è stata coerente con la sperimentazione ed ha dato risultati certi e interessanti. Non si può dire altrettanto dei passi successivi, in cui SAP2000 ha dimostrato di avere qualche limite a gestire elementi bidimensionali non lineari. Ciò nonostante, questo può anche essere dovuto alla macchina, e si sono lo stesso potute trarre delle indicazioni valide riguardo il comportamento dei vari rinforzi. La letteratura a riguardo è poca, sono sicuramente necessari degli sviluppi ulteriori su questo argomento, a cui spero di aver contribuito, anche se in piccola parte, degnamente.

BIBLIOGRAFIA

ASOCIACION COLOMBIANA DE INGEGNIERIA SISMICA, *Manual para la rehabilitacion de viviendas construidas en Adobe y Tapia pisada*, 2005.

J. BARIOLA – J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – G. OTTAZZI, *Earthquake-resistant provisions for Adobe construction in Perù*, 9th WCEE, Tokyo – Kyoto, 1988.

M. BERGONZONI, *Valorizzazione dei penumatici fuori uso (PFU) attraverso il recupero e riciclaggio per la produzione di prodotti innovativi*, Dottorato di ricerca in Scienza dell'Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara, 2009.

M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN, *Investigation sobre vivienda rural*, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1978.

M. BLONDET – I. MADUENO – D. TORREALVA – G. VILLA-GARCIA – F. GINOCCHIO, *Using industrial materials for the construction of safe Adobe houses in seismic areas*, Earth Build Conference, Sydney, 2005.

M. BLONDET – D. TORREALVA – J. VARGAS NEUMANN – N. TARQUE – J. VELASQUEZ, *Seismic reinforcement of Adobe houses*, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginevra, 2006.

M. BLONDET – R. AGUILAR, *Seismic protection of earthen buildings*, Conferencia International en Ingenieria Sismica, Lima, 2007.

M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – P. PATRON – M. STANOJEVICH – A. RUBINOS, *A human development approach for the construction of safe and healty Adobe houses in seismic areas,* 14th WCEE, Beijing, 2008.

M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – N. TARQUE, *Observed behavior of earthen structures during the Pisco (Perù) earthquake of August 15, 2007*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – N. TARQUE, *Low-cost reinforcement of earthen houses in seismic areas*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

M. BLONDET – J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – A. RUBINOS, *Manual de construccion con Adobe reforzado con geomallas. Deviviendas de bajo costo saludables y seguras*, Lima, Marcial Blonde Editor, 2010.

M. BLONDET – G. VILLA GARCIA, *Eartquake resistant earthen buildings?*, 13th WCEE, Vancouver, 2004.

M. BLONDET – G. VILLA GARCIA, *Adobe construction*, in" World Housing Encyclopedia", 2011.

M. BLONDET – G. VILLA GARCIA – S. BRZEV – A. RUBINOS, *Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings: A Tutorial*, in "World Housing Encyclopedia" , 2011.

M. BLONDET – N. TARQUE – G.CAMATA – E. SPACONE – H. VARUM, *The use of continuum models for analyzing adobe structures*, 15th WCEE, Lisboa, 2012.

G. BOLLINI, *Architettura in terra cruda: significato, limiti e potenzialità,* convegno "Abitare secondo Natura", Schio, 2010.

C. CANCINO, *Damage Assessment of Historic Earthen Buildings After the August 15, 2007, Pisco, Perù earthquake*, in "The Getty Conservation Institute", Los Angeles, 2009.

A.W. CHARLESON – M. A. FRENCH, *Improving seismic safety of Adobe construction with used car-tyre strips: preliminary investigation*, NZSEE Conference, New Zealand, 2005.

A.W. CHARLESON – M. A. FRENCH, *Used car type straps as seismic reinforcement for Adobe houses*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

A.W. CHARLESON, *Seismic strengthening of earthen houses using straps cut from used car tires: a construction guide*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 2011.

K. F. CHUNG – W. K. YU, *Mechanical properties of structural bamboo for bamboo scaffoldings*, Engineering Structures, Elsevier, Hong Kong Polytechnic University, China, 2001.

CRATerre, *Traité de construction en terre,* Marsiglia, Parenthèse, 1989.

CSi Analysis Reference Manual for SAP2000, Computer and Structures, Berkeley, California, 2013.

C. H. CUADRA – K. TOKESHI, *Lessons learned from the 2007 Pisco earthquake (Perù) and recommendations for disaster mitigation*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

D. M. DOWLING – B. SAMALI, *Low-Cost and Low-Tec Reinforcement Systems for Improved Earthquake Resistance of Mud Brick Buildings,* Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

Edificaciones Antisismicas de Adobe. Manual de construccion. Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento, Perù, 2010.

J. GREWAL, *Bamboo Housing in Pabal*, EWB-UK Research Conference Hosted by The Royal Academy of Engineering, 2009.

L. JURINA, *Seismic improvement of traditional earth buildings in Turkey*, Simposio della Cultura Turca, Politecnico di Milano, 2012.

P. J. BRANDAO BARBOSA LOURENCO, *Computational strategies for masonry structures*, Delft University Press, Netherland, 1996.

P. MAYORCA – K. MEGURO, *A step towards the formulation of a simple method to design pp-bands mesh retrofitting for Adobe/masonry houses*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

E. MOKHTARI – M. NEJATI – S. SHAD, *Lesson learned from recovery project of Bam's cultural heritage (RPBCH)*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

R. MORALES – R. TORRES CABREJOS – L. A. RENGIFO – C. IRALA CANDIOTTI, *Manual para la construccion de vivendas de Adobe*, Lima, Universidad Nacional de Ingenieria, 1993.

G. MINKE, *Earth. Construction Handbook. The Building Material Earth in Modern Architecture*, Boston, WITpress, 2000.

G. OTTAZZI – J. YEP – M. BLONDET – G. VILLA-GARCIA – J. F. GINOCCHIO, *Shaking table tests of improved Adobe masonry houses*, 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, 1988.

G. OTTAZZI – J. YEP – M. BLONDET – G. VILLA-GARCIA – J. F. GINOCCHIO, *Ensayos de simulacion sismica de viviendas de Adobe*, Report, Division of Civil Engineering, Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1989.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento, Perù, 2006.

O. ROMERO – D. LARKIN, *Adobe. Building and living with earth*, New York, Houghton Mifflin Company, 1994.

A. SALGADO – R. SOTRES – E. R. GUINTO – R. ARROYO – H. ACEVEDO – A. CAPISTRANO – S. CAPISTRANO, *Seismic evaluation of mortar strip reinforced Adobe houses*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

A. SAN BARTOLOME' – D. QUIUN – L. ZEGARRA, *Effective system for seismic reinforcement of Adobe houses*, 13th WCEE, Vancouver, 2004.

A. SAN BARTOLOME' – D. QUIUN – L. ZEGARRA, *Performance of reinforced Adobe houses in Pisco, Perù earthquake*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

G. SCUDO – B. NARICI – C. TALAMO, *Costruire con la terra*, Napoli, Sistemi editoriali, 2001.

A. SEN, *Development as freedom*, New York, Anchor books (Random House), 2000.

M. SHARIFUL ISLAM – K. IWASHITA, *Seismic Response of Fiber- Reinforced and Stabilized Adobe Structures*, Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

N. TARQUE, *Numerical modelling of the seismic behaviour of Adobe buildings*, Ph.D. Thesis, ROSE School, Istituo di Studi Superiori di Pavia IUSS, Pavia, 2011.

N. TARQUE – G. CAMATA – E. SPACONE – H. VARUM – M. BLONDET, *Elastic and inelastic parameters for representing the seismic in-plane behaviour of Adobe walls*, XI Conferencia International sobre el Estudio y Conservacion del Patrimonio Arquitectonico de Tierra, Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 2012.

E. L. TOLLES – E. E. KIMBRO – W. S. GINELL, *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Rettrofitting of Historic Adobe Structures*, Getty Conservation Institute Pubblications, Los Angeles, 2002.

D. TORRREALVA – C. CERRON – Y. ESPINOZA, *Shear and out of plane bending strength of Adobe walls externally reinforced with polypropylene grids*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

D. TORREALVA – J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET, *Earthquake Resistant Design Criteria and Testing of Adobe Buildings at Pontifica Universidad Catolica del Perù,* Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

UNESCO, *Adobe en America y alrededor del mundo, hisotria, conservacion y uso contemporaneo: esposicion itinerante*, Lima, PNUD UNESCO, 1984.

S. S. VECCHI, *A finite element model evaluation of the dynamic behavior of one-story Adobe dwellings reinforced with polymer grid*, Master Thesis for Master Degree in Civil Engineering, PUCP, Lima, 2009.

R. VERA – A. ALBITER – S. MIRANDA, *Seismic capacity evaluation and retrofitting of Adobe constructions*, 12th WCEE, Auckland, 2000.

J. VARGAS NEUMANN – G. OTTAZZI, *Investigaciones en Adobe*, Report, Division of Civil Engineering Pontificia Universidad Catolica del Perù, Lima, 1981.

J. VARGAS NEUMANN – M. BLONDET – N. TARQUE, *The Peruvian Building Code for Earthen Buildings*, per Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium, Los Angeles, 2006.

J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – M. BLONDET, *Construccion de casas saludables y sismorresistentes de Adobe reforzado con geomallas. Zona de la costa*, Lima, Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica del Perù, 2007.

J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – M. BLONDET, *Construccion de casas saludables y sismorresistentes de Adobe reforzado con geomallas. Zona de la sierra*, Lima, Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica del Perù, 2007.

J. VARGAS NEUMANN – D. TORREALVA – M. BLONDET, *Building hygienic and earthquake-resistant ADOBE HOUSES using Geomesh Reinforcement*, Lima, Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica del Perù, 2007.

F. WEBSTER – L. TOLLES, *Earthquake damage to historic and older Adobe buildings during thr 1994 Northridge, California Earthquake*, 12th WCEE, Auckland, 2000.

C. ZAVALA – M. ESTRADA – L. CHANG – L. CARDENAS – J. TAYRA – L. CONISLLA – G. GUIBOVICH, *Behavior of non-engineered houses during Pisco earthquake 15/8/2007*, 14th WCEE, Beijing, 2008.

SITOGRAFIA

http://craterre.org/

http://earthquake.usgs.gov/

http://mceer.buffalo.edu/infoservice/reference_services/peru_chile_earthquake.asp

http://whc.unesco.org/en/list/1208/

http://www.archisocial.com/forum/materiali/2004_terra.htm

http://www.designboom.com/architecture/earth-a-building-material-of-the-future/

http://www.eartharchitecture.org/

http://www.earthbagbuild.com/brief_history.htm

https://www.eeri.org/category/learning-from-earthquakes/peru/

http://www.footprintnetwork.org/it/index.php/gfn/page/earth_overshoot_day/

http://www.getty.edu/

http://www.iris.edu/seismon/

http://www.ilsole24ore.com/art/SoleOnLine4/Italia/2009/04/mappa-rischio-sismico-globale/

http://www.nicee.org/wcee/

http://www.rammedearthconstructions.com.au/index.php

http://www.terremoti.it/classificazione_sismica_terremoti.htm

http://www.world-housing.net/major-construction-types